



---

TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BETON PRATEGANG PADA LANTAI 5**

DAFID PURNAMA WIJAYA  
NRP. 3114 105 032

Dosen Pembimbing I  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Dosen Pembimbing II  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**DESIGN MODIFICATION OF MY TOWER SURABAYA  
BUILDING STRUCTURE USING DUAL SYSTEM AND  
PRESTRESSED CONCRETE AT 5<sup>th</sup> FLOOR**

DAFID PURNAMA WIJAYA  
NRP. 3114 105 032

Supervisor Lecture I  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Supervisor Lecture II  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MY TOWER SURABAYA MENGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BETON PRATEGANG PADA LANTAI 5**

## **TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**DAFID PURNAMA WIJAYA**  
NRP. 3114 105 032

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. **Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D**  
**NIP. 197003271997021001**

2. **Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA**  
**NIP. 195004031976031003**



**Surabaya, Juli 2016**

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG MY TOWER SURABAYA MENGGUNAKAN SISTEM GANDA DAN BETON PRATEGANG PADA LANTAI 5**

**Nama Mahasiswa** : Dafid Purnama Wijaya  
**NRP** : 3114105032  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

## **Abstrak**

*Perencanaan Struktur Gedung My Tower Surabaya setinggi 20 lantai (+82,55 m) akan dimodifikasi menggunakan beton prategang pada lantai 5 yang akan didesain menjadi ballroom tanpa ada struktur kolom di tengah ruangan sehingga ballroom menjadi lebih nyaman dan luas dibandingkan dengan penggunaan balok non prategang yang akan menghasilkan dimensi yang lebih besar. Di Indonesia, pembangunan suatu gedung harus memenuhi standar gedung yang tahan gempa, mengingat wilayah Indonesia termasuk ke dalam kawasan ring of fire dimana sering terjadi pergerakan lempeng yang mengakibatkan gempa. Dalam perencanaannya, struktur Gedung My Tower Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda. Sistem Ganda (dual system) adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh rangka utama, sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh rangka utama dan dinding struktur. Rangka utama dan dinding struktur didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK). Dari hasil analisa yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan bahwa rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X sebesar 25,09% dan arah Y sebesar 28,55% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Gaya prategang didapat sebesar 5.116,45 kN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 27,16%.*

**Kata Kunci** : Gedung My Tower Surabaya, Sistem Ganda, Beton Prategang, Dinding Struktur

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

# **DESIGN MODIFICATION OF MY TOWER SURABAYA BUILDING STRUCTURE USING DUAL SYSTEM AND PRESTRESSED CONCRETE AT 5<sup>th</sup> FLOOR**

**Student Name** : Dafid Purnama Wijaya  
**NRP** : 3114105032  
**Departement** : Civil Engineering FTSP ITS  
**Supervisor Lecturer** : Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

## **Abstrak**

*Building planing of My Tower Surabaya Apartemen as high as 20 floors (+82,55 m) will be modified using prestressed concrete beam on the 5<sup>th</sup> floor which will be designed as ballroom without any coloumn in the middle of the ballroom so it will be more comfortable and has wide view than using non prestressed beam that will produce a larger dimension. In Indonesia, the building construction must be designed as Eartquake-Resistant Building Standard, given of Indonesia's position at the ring of fire where the movement of the plates often happens that cause earthquakes. The structure design of My Tower Surabaya will use dual system method, where the gravity loads will be resists by main frame, and the lateral loads will be resists by shearwall and frame at the same time. The main frame will be designed as Special Moment Frame System Bearers and the shearwall will be designed as Special Structural Wall. From the analysis result, it was concluded that the main frame is able to withstand 25,09% of the lateral loads at X direction and 28,55% at the Y direction, so Dual System requirements are met. Prestressed force obtained at 5.116,45 kN and has loss of prestresing force at 27,16%.*

**Keyword : My Tower Surabaya, Dual Sytem, Prestressed Concrete, Structural Wall**



*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR ISI

Halaman Judul .....	i
Lembar Pengesahan .....	ix
Abstrak .....	xi
Kata Pengantar .....	xv
Daftar Isi .....	xvii
Daftar Tabel .....	xxiii
Daftar Gambar .....	xxv
 BAB I PENDAHULUAN .....	 1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	2
1.3 Batasan Masalah .....	3
1.4 Tujuan .....	3
1.5 Manfaat .....	4
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	 5
2.1 Umum .....	5
2.2 Beton Bertulang .....	5
2.3 Beton Prategang .....	6
2.3.1 Gaya Prategang .....	7
2.3.2 Tegangan Ijin pada Baja dan Beton .....	7
2.3.3 Metode Sistem Prategang .....	9
2.3.4 Prinsip Dasar Beton Prategang .....	13
2.3.5 Kehilangan Gaya Prategang .....	16
2.3.6 Momen Retak .....	21
2.3.7 Momen Nominal .....	22
2.3.8 Lendutan Pada Balok Prategang .....	23
2.3.9 Tipe Strand dan Tendon Unit .....	24
2.4 Sistem Ganda ( <i>Dual System</i> ) .....	25
2.5 Pondasi .....	26
2.5.1 Daya Dukung Pondasi .....	27
2.5.2 Perencanaan Pile cap .....	28
2.5.3 Daya Dukung Group Tiang Pancang .....	30

BAB III METODOLOGI .....	31
3.1 Umum.....	31
3.2 Diagram Alir .....	31
3.3 Pengumpulan Data .....	33
3.4 Studi Literatur .....	33
3.5 Sistem Struktur.....	34
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder .....	35
3.7 Pembebanan .....	36
3.8 Analisis Gempa .....	37
3.9 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang .....	42
3.10 Metode Pelaksanaan Struktur Prategang.....	46
3.11 Perencanaan Struktur Utama Prategang .....	49
3.11.1 Preliminary Desain Balok Prategang.....	49
3.11.2 Pembebanan.....	49
3.11.3 Gaya Prategang.....	49
3.11.4 Pemilihan Tendon Baja Prategang .....	50
3.11.5 Kehilangan Prategang.....	50
3.11.6 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang.....	51
3.11.7 Kontrol Geser .....	51
3.11.8 Kontrol Lendutan.....	52
3.11.9 Pengangkuruan .....	52
3.12 Perencanaan Pondasi.....	52
3.13 Gambar Kerja .....	54
 BAB IV PRELIMINARY DESAIN.....	 55
4.1 <i>Preliminary Design</i> .....	55
4.1.1 Data Perencanaan Modifikasi.....	55
4.2 Perencanaan Dimensi Balok .....	56
4.3 Perencanaan Dimensi Pelat .....	57
4.3.1 Dasar Perencanaan Tebal Pelat .....	57
4.3.2 Perencanaan Tebal Pelat Lantai.....	59
4.4 Perencanaan Dimensi Kolom.....	62
4.4.1 Dimensi Kolom .....	63
4.5 Perencanaan Dimensi Dinding Geser.....	66
4.6 Perencanaan Dimensi Balok Prategang.....	66

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....	69
5.1 Perencanaan Pelat.....	67
5.1.1 Data Perencanaan Pelat .....	67
5.1.2 Pembebanan Pelat.....	67
5.1.3 Penulangan Pelat .....	72
5.2 Perencanaan Tangga.....	79
5.2.1 Data Perencanaan .....	79
5.2.2 Pembebanan Tangga .....	80
5.2.3 Analisa Struktur Tangga .....	81
5.2.4 Penulangan Pelat Tangga .....	84
5.2.5 Penulangan Pelat Bordes .....	86
5.2.6 Penulangan Balok Bordes.....	88
5.3 Perencanaan Balok Lift .....	92
5.3.1 Penulangan Balok Lift (25/50) .....	93
5.3.2 Penulangan Balok Lift (20/40) .....	99
5.4 Perencanaan Balok Anak (25/50).....	103
5.4.1 Pembebanan Sloof Anak .....	105
5.4.2 Penulangan Lentur.....	106
 BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA .....	 111
6.1 Umum.....	111
6.2 Data-data Perencanaan .....	111
6.3 Perhitungan Berat Struktur Manual SAP2000 .....	112
6.4 Kategori Desai Seismik .....	118
6.4.1 Menentukan Spektra Percepatan $S_s$ & $S_1$ .....	118
6.4.2 Kategori Resiko Bangunan & Faktor Keutamaan Gempa $I_e$ .....	119
6.4.3 Koefisien Situs $F_a$ dan $F_v$ .....	120
6.4.4 Spektral Respon Percepatan $S_{Ds}$ dan $S_{D1}$ .....	120
6.5 Periode Fundamental Struktur (T) .....	120
6.6 Spektrum Respon Desain .....	122
6.7 Koefisien Respon Seismik ( $C_s$ ) .....	123
6.8 Perhitungan Gaya Geser Dasar .....	124
6.9 Kontrol Partisipasi Massa.....	126
6.10 Kontrol <i>Drift</i> .....	127
6.11 Kontrol Sistem Ganda ( <i>Dual System</i> ) .....	129

## BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON

PRATEGANG .....	131
7.1 Perencanaan Balok Induk.....	131
7.1.1 Perencanaan Tulangan Lentur .....	132
7.1.2 Perencanaan Tulangan Geser .....	138
7.1.3 Perencanaan Tulangan Torsi .....	141
7.1.4 Perencanaan Panjang Penyaluran Tulangan Balok.....	145
7.1.5 Kontrol Retak Balok.....	146
7.2 Perencanaan Kolom .....	146
7.2.1 Data Perencanaan .....	147
7.2.2 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom....	148
7.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom	148
7.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	149
7.2.5 Persyaratan “ Strong Coloumn Weak Beam” .	149
7.2.6 Perencanaan Tulangan Pengekang Kolom .....	150
7.2.7 Penulangan Transversal Terhadap Gaya Geser .....	151
7.2.8 Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom .....	153
7.3 Hubungan Balok Kolom .....	154
7.3.1 Dimensi Luas Efektif Join .....	154
7.3.2 Penulangan Transversal pada HBK.....	154
7.3.3 Kuat Geser HBK.....	155
7.4 Perencanaan Dinding Geser .....	156
7.4.1 Kebutuhan Tulangan Dinding Geser .....	157
7.4.2 Batas Kuat Geser Shear Wall .....	158
7.4.3 Penulangan Dinding Geser .....	159
7.4.4 Kontrol Komponen Batas Khusus .....	162
7.4.5 Tulangan Transversal Daerah Komponen Batas Khusus .....	164

## BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

PRATEGANG .....	167
8.1 Umum.....	167
8.2 Data Perencanaan Beton Prategang.....	167

8.3 Penentuan Tegangan Ijin Beton .....	168
8.4 Dimensi Penampang Balok Prategang .....	168
8.5 Beban Balok Prategang .....	171
8.6 Analisa Gaya Prategang .....	172
8.7 Penentuan Strand dan Tendon yang Digunakan.....	174
8.8 Kehilangan Gaya Prategang .....	175
8.9 Momen Retak .....	182
8.10 Kontrol Lendutan .....	183
8.11 Daerah Limit Kabel .....	185
8.12 Penulangan Lunak Tambahan .....	187
8.12.1 Data Perencanaan .....	188
8.12.2 Kontrol Momen Nominal .....	189
8.13 Penulangan Geser.....	194
8.13.1 Data Perencanaan .....	194
8.13.2 Kuat Geser yang Disumbangkan Beton.....	195
8.13.3 Perencanaan Tulangan Geser.....	198
8.14 Pengangkuran Ujung .....	199
 BAB IX PERENCANAAN PONDASI.....	201
9.1 Umum.....	201
9.2 Data Tanah .....	201
9.3 Spesifikasi tiang Pancang.....	201
9.4 Analisa Daya Dukung Tiang Pancang .....	202
9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang .....	202
9.4.2 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok ..	204
9.5 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang .....	204
9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	205
9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok .....	208
9.5.3 Beban Vertikal Ekvivalen ( $P_v$ ) .....	209
9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang .....	210
9.6 Perencanaan Poer .....	212
9.6.1 Kontrol Geser Pons pada Pile Cap .....	213
9.6.2 Penulangan Pile Cap.....	214
9.7 Perencanaan Balok Sloof .....	216
9.7.1 Data Perencanaan .....	217
9.7.2 Penulangan Sloof.....	217

BAB X PENUTUP .....	221
10.1 Kesimpulan .....	221
10.1 Saran.....	222
Daftar Pustaka .....	223
Lampiran .....	225

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Koefisien Susut Beton Pasca Tarik .....	17
Tabel 2. 2 Nilai C .....	18
Tabel 2. 3 Nilai $K_{re}$ dan J.....	19
Tabel 2. 4 Nilai koefisien friksi tendon pasca tarik .....	21
Tabel 2. 5 Strand Properties .....	24
Tabel 2. 6 Tendon Properties.....	25
Tabel 4. 1 Dimensi balok induk .....	56
Tabel 4. 2 Dimensi balok anak .....	57
Tabel 4. 3 Beban mati pelat untuk kolom.....	64
Tabel 5. 1 Beban mati pelat lantai dasar area parkir .....	70
Tabel 5. 2 Beban mati pelat area parkir lantai 1 .....	70
Tabel 5. 3 Beban mati pelat lantai 2 – lantai 4 .....	71
Tabel 5. 4 Beban mati pelat lantai 5 as 2F-6C.....	71
Tabel 5. 5 Beban mati pelat lantai 5 as 7AF-11AF .....	72
Tabel 5. 6 Beban mati pelat lantai 6 – lantai 20 .....	73
Tabel 5. 7 Beban mati pelat lantai atap .....	73
Tabel 5. 8 Perhitungan momen nominal pada tulangan pelat.....	79
Tabel 5. 9 Perhitungan penulangan pelat.....	80
Tabel 5. 10 Pembebanan mati pelat tangga .....	82
Tabel 5. 11 Pembebanan mati pelat bordes .....	82
Tabel 5. 12 Pembebanan mati balok bordes .....	90
Tabel 6. 1 Berat struktur manual lantai dasar .....	112
Tabel 6. 2 Berat struktur manual lantai 1 .....	113
Tabel 6. 3 Berat struktur manual lantai 2 .....	114
Tabel 6. 4 Berat struktur manual lantai 3 .....	114
Tabel 6. 5 Berat struktur manual lantai 4 .....	115
Tabel 6. 6 Berat struktur manual lantai 5 .....	116
Tabel 6. 7 Berat struktur manual lantai 6-20 .....	116
Tabel 6. 8 Berat struktur manual lantai Atap.....	117
Tabel 6. 9 Berat struktur output <i>base shear</i> SAP2000 .....	118
Tabel 6. 10 Berat gedung pada SAP2000 .....	124
Tabel 6. 11 Output gaya gempa hasil SAP2000 .....	125
Tabel 6. 12 Output gaya gempa setelah perbesaran .....	126



Tabel 6. 13 <i>Modal participating mass ratios</i> .....	126
Tabel 6. 14 Kontrol struktur akibat beban gempa arah X .....	128
Tabel 6. 15 Kontrol struktur akibat beban gempa arah Y .....	128
Tabel 6. 16 Kemampuan struktur dalam menerima gempa .....	129
Tabel 7. 1 Gaya Dalam Dinding Geser .....	157
Tabel 8. 1 Perhitungan Momen .....	171
Tabel 8. 2 Letak Posisi Tendon .....	187
Tabel 9. 1 Daya dukung tiang pancang tunggal .....	206

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Ilustrasi beton prategang pratarik .....	9
Gambar 2. 2 Ilustrasi beton prategang pasca tarik.....	10
Gambar 2. 3 Konsep prategang sebagai bahan yang elastis .....	14
Gambar 2. 4 Momen penahan prategang & beton bertulang.....	15
Gambar 2. 5 Balok beton menggunakan baja mutu tinggi .....	15
Gambar 2. 6 Skematik diagram momen retak .....	22
Gambar 2. 7 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban.....	30
Gambar 3. 1 Alur Perencanaan Struktur Beton .....	32
Gambar 3. 2 Denah lantai 4 .....	33
Gambar 3. 3 SS,.....	39
Gambar 3. 4 $S_1$ ,.....	40
Gambar 3. 5 PGA, .....	40
Gambar 3. 6 CRS,.....	41
Gambar 3. 7 CR1,.....	41
Gambar 3. 8 Pemasangan scaffolding dan balok suri-suri .....	47
Gambar 3. 9 Pemasangan bekisting, selongsong dan tendon .....	47
Gambar 3. 10 Proses <i>jacking</i> balok prategang .....	48
Gambar 3. 11 Penulangan balok induk.....	48
Gambar 4. 1 Denah rencana balok, kolom dan <i>shearwall</i> .....	55
Gambar 4. 2 Pemodelan balok interior .....	58
Gambar 4. 3 Pemodelan balok eksterior.....	59
Gambar 4. 4 Denah pemodelan pelat lantai gedung .....	60
Gambar 4.5 Pembebanan kolom.....	64
Gambar 5. 1 Tinggi efektif pelat .....	75
Gambar 5. 2 Denah tangga .....	81
Gambar 5. 3 Tampak Samping .....	82
Gambar 5. 4 Pemodelan struktur tangga .....	83
Gambar 5. 5 Gaya dalam tangga .....	86
Gambar 5. 6 Denah lift dan balok lift .....	95
Gambar 5. 7 Beban pada balok lift 25/50 .....	97
Gambar 5. 8 Beban pada balok lift 20/40 .....	102
Gambar 6. 1 Pemodelan 3D Struktur Gedung .....	112
Gambar 6. 2 Ss, .....	118

Gambar 6. 3 S1,.....	119
Gambar 6. 4 Spektrum respon desain.....	123
Gambar 7. 1 Letak balok induk 35/70 yang direncanakan.....	131
Gambar 7. 2 Letak kolom (80×120) cm <sup>2</sup> yang direncanakan....	147
Gambar 7. 3 Diagram interaksi aksial vs. momen kolom .....	148
Gambar 7. 4 Sketsa HBK .....	155
Gambar 7. 5 Denah lokasi <i>shearwall</i> yang direncanakan .....	157
Gambar 7. 6 Pemodelan dinding geser panel 1 & 2 .....	160
Gambar 7. 7 Diagram interaksi dinding geser panel 1 & 2 .....	161
Gambar 8. 1 Penampang komposit balok prategang .....	170
Gambar 8. 2 Diagram kehilangan akibat kekangan kolom.....	178
Gambar 8. 3 Batas daerah limit kabel .....	185
Gambar 8. 4 Posisi tendon.....	187
Gambar 8. 5 Penampang tumpuan balok prategang .....	191
Gambar 8. 6 Penampang lapangan balok prategang.....	193
Gambar 9. 1 Denah rencana pondasi.....	204
Gambar 9. 2 Grafik daya dukung tiang pancang tunggal .....	207
Gambar 9. 3 Konfigurasi rencana pondasi kelompok .....	208
Gambar 9. 4 Penampang tiang pancang .....	212
Gambar 9. 5 Sketsa terjadinya geser ponds.....	213
Gambar 9. 6 Pemodelan kantilever pilecap arah X dan Y.....	215
Gambar 9. 7 Denah sloof yang Ditinjau.....	218

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1. Latar Belakang**

Perencanaan Gedung *My Tower* untuk dijadikan studi kasus dalam tugas akhir ini dikarenakan pada lantai 5 mempunyai balok dengan bentang 21,84 m yang berfungsi sebagai *ballroom*, sehingga dibutuhkan balok prategang dalam merencanakannya. Gedung ini memiliki 20 lantai yang berfungsi sebagai hunian (apartemen dan hotel) yang terletak di Surabaya.

Adapun keunggulan beton prategang dibandingkan dengan beton bertulang biasa yakni beton prategang memungkinkan pemanfaatan seluruh penampang melintang beton dalam menerima beban, sehingga dengan penampang melintang yang lebih kecil, beban yang mampu dipikul serta panjang bentangnya sama dengan beton bertulang biasa. Hal ini memberi keunggulan berupa pengurangan berat struktur. Berdasarkan hasil studi tersebut, maka penggunaan beton prategang memenuhi syarat dan dapat diterapkan dalam perencanaan struktur (Jack C. McCormac dalam buku "*Design of Reinforced Concrete*").

Dalam metode beton prategang dibedakan menjadi 2 jenis yaitu pra-tarik (*pre tension*) dan pasca-tarik (*post tension*). Istilah pra-tarik digunakan untuk menggambarkan metode prategang dimana setelah penarikan tendon baja dilakukan kemudian beton dicor. Kebalikan dari metode pra-tarik, metode pasca-tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras (T.Y Lin dan NED H. Burns dalam buku "Desain Struktur Beton Prategang"). Adapun sistem pra-tarik bekerja lebih baik daripada beton pasca-tarik pada saat menerima beban, akan tetapi pengerjaan tersebut memerlukan keahlian khusus, terutama pada saat pengecoran (E. Tjia, 2014). Dikarenakan letak *ballroom* di lantai 4, maka penggunaan metode pra-tarik tidak digunakan dengan alasan kesulitan pada saat pengecoran balok prategang.

Gedung ini direncanakan menggunakan sistem ganda, yakni gabungan antara portal (Sistem Rangka Pemikul Momen) dengan dinding geser (*shearwall*). Struktur portal sebagai penahan gempa tidak efisien untuk membatasi defleksi lateral akibat gaya gempa, karena dimensi portal (balok dan kolom) akan bertambah besar jika kita merencanakan gedung bertingkat banyak. Dinding geser sebagai dinding struktural sangat efektif dalam memikul gaya lateral dan membatasi defleksi lateral, karena kekuatan dinding geser dapat mengontrol simpangan horizontal yang terjadi serta dapat mengontrol stabilitas struktur secara keseluruhan. (R. Purwono, 2006).

Pada perencanaan ini menggunakan peraturan SNI 2847-2013, dan SNI 1726-2012, PPIUG 1983, dan Tabel 1 PBI 1971 yang diharapkan dapat menghasilkan beton prategang yang lebih efisien berdasarkan kondisi lapangan dengan memenuhi segala persyaratan keamanan struktur.

## 1.2. Rumusan Masalah

Dari latar belakang dapat ditarik beberapa permasalahan yaitu sebagai berikut:

1. Bagaimana merencanakan *preliminary design* gedung sesuai peraturan yang ada?
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder gedung meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan balok penggantung lift?
3. Bagaimana menganalisis pembebanan gempa terhadap kontrol nilai gaya geser dasar, waktu getar alami fundamental, dan simpangan?
4. Bagaimana merencanakan struktur utama gedung meliputi balok induk, kolom, hubungan balok kolom serta dinding struktural?
5. Bagaimana memodelkan pembebanan yang terjadi dan menganalisis struktur menurut sistem struktur yaitu Sistem Ganda, serta beton prategang dengan metode pasca tarik (*post tension*)?

6. Bagaimana menghitung kebutuhan tiang pancang pada gedung tersebut?
7. Bagaimana hasil perhitungan dalam bentuk gambar kerja?

### 1.3. Batasan Masalah

Untuk menyederhanakan pembahasan masalah yang terjadi pada penulisan Tugas Akhir ini agar lebih terfokus dan terarah, maka dalam hal ini batasan masalah yang diambil yaitu :

1. Perencanaan gedung ini hanya meninjau struktur saja (tanpa meninjau pembahasan analisa biaya dan manajemen konstruksi)
2. Tidak memperhitungkan kondisi waktu pelaksanaan, kecuali metode pasca tarik struktur prategang
3. Tidak memperhitungkan saluran drainase, sistem utilitas, instalasi listrik dan pekerjaan *finishing*

### 1.4. Tujuan

Dari permasalahan yang ada di atas, adapun tujuan yang ingin dicapai dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Mampu merencanakan *preliminary design* gedung sesuai peraturan yang ada
2. Mampu merencanakan struktur sekunder gedung meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan balok penggantung lift
3. Mampu menganalisis pembebanan gempa terhadap kontrol nilai gaya geser dasar, waktu getar alami fundamental, dan simpangan
4. Mampu merencanakan struktur utama gedung meliputi balok induk, kolom, hubungan balok kolom serta dinding struktural
5. Mampu memodelkan pembebanan yang terjadi dan menganalisis struktur menurut sistem struktur yaitu Sistem Ganda, serta beton prategang dengan metode pasca tarik (*post tension*)
6. Mampu menghitung kebutuhan tiang pancang pada gedung tersebut

7. Mampu menuangkan hasil perhitungan dalam bentuk gambar kerja

### **1.5. Manfaat**

Manfaat dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah memperdalam pengetahuan dan teknik perencanaan tentang perhitungan struktur gedung dengan sistem ganda menggunakan beton prategang.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Umum**

Perencanaan gedung *My Tower* Surabaya dalam tugas akhir ini menggunakan Sistem Ganda, yakni gabungan antara portal (Sistem Rangka Pemikul Momen) dengan dinding geser (*shearwall*). Pada lantai 4 terdapat *ballroom* yang mana direncanakan menggunakan balok prategang, mengingat fungsinya sebagai ruangan luas tanpa kolom ditengahnya. Selain itu pada perencanaan pondasi juga disertakan. Pondasi pada gedung ini menggunakan grup tiang pancang. Pada bab ini akan membahas mengenai teori yang digunakan dalam perhitungan tugas akhir ini berdasarkan pedoman perencanaan yang berlaku.

#### **2.2. Beton Bertulang**

Beton dalam konstruksi teknik didefinisikan sebagai batu buatan yang dicetak pada suatu wadah atau cetakan dalam keadaan cair kental, yang kemudian mampu untuk mengeras secara baik. Beton dihasilkan dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu pecah, atau bahan semacam lainnya, dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan berlangsung. Bahan pengikat yang dipakai umumnya adalah dari jenis semen *portland* (s.p.) atau disebut juga *Portland Cement* (P.C.). Agregat kasar yang dipakai pada umumnya adalah kerikil atau batu pecah kecil (kricak) dan pasir sebagai agregat halus yang biasa digunakan. Untuk mudahnya dapat disebutkan, beton terdiri dari campuran semen portland, pasir dan kerikil atau batu pecah ditambah dengan air untuk proses pembuatan beton (*Wikana & Widayat, 2007*).

Beton pada dasarnya kuat menahan tekan tetapi lemah terhadap tarik, oleh karena itu beton dipadukan dengan baja tulangan yang kuat terhadap tarik sehingga didapatkanlah suatu kesatuan beton bertulang yang bisa digunakan pada konstruksi



bangunan. Menurut SNI 2847-2013 beton bertulang adalah beton yang ditulangi dengan luas dan jumlah tulangan yang tidak kurang dari nilai minimum yang disyaratkan dengan atau tanpa prategang, dan direncanakan berdasarkan asumsi bahwa kedua bahan tersebut bekerja sama dalam memikul gaya-gaya. Dari sifat utama tersebut dapat dilihat bahwa tiap-tiap bahan mempunyai kelebihan dan kekurangan, maka jika kedua bahan (beton dan baja tulangan) dipadukan menjadi satu kesatuan secara komposit, akan diperoleh bahan baru yang disebut beton bertulang. Beton bertulang ini mempunyai sifat sesuai dengan sifat bahan penyusunnya, yaitu sangat kuat terhadap beban tarik maupun beban tekan. Beban tarik pada beton bertulang ditahan oleh baja tulangan, sedangkan beban tekan cukup ditahan oleh beton.

### **2.3. Beton Prategang**

Beton merupakan salah satu bahan yang mempunyai kuat tekan yang tinggi namun dari segi kuat tarik yang rendah, sedangkan baja merupakan material yang mempunyai kuat tarik tinggi. Oleh karenanya kedua bahan tersebut diharapkan dapat dikombinasikan agar didapat bahan yang kuat terhadap tarik dan tekan (*Budiadi, 2008*). Kombinasi yang terjadi pada beton prategang merupakan kombinasi yang aktif dari beton dan baja, yaitu dengan menarik baja dengan tegangan gaya tertentu dan melepaskannya sehingga mewujudkan beton dalam keadaan tertekan.

Perbedaan utama antara beton bertulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara – cara aktif, hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahanya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan. Dengan kombinasi aktif ini akan didapat perilaku yang lebih baik dari kedua bahan tersebut. Jadi beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi (*Lin & Burns, 1988*).

Pengaruh dari struktur portal kolom dan balok terhadap balok beton prategang terletak pada gaya aksial dan momen yang diterima. Adanya gaya prategang awal (aksial) yang bekerja pada balok portal dengan suatu penampang kolom, maka gaya aksial yang bekerja pada balok tersebut akan berkurang. Besarnya nilai gaya aksial yang berkurang tersebut akan menjadi gaya geser pada kolom. Pengurangan gaya aksial pada balok ini dikarenakan pengaruh kekakuan kolomnya. Bila kolom tersebut diperbesar penampangnya, maka gaya aksial (prategang) yang bekerja pada balok dapat dipastikan akan berkurang. Besarnya momen yang terjadi pada balok tersebut juga mengalami perubahan. Momen tersebut dihasilkan oleh gaya aksial prategang terhadap jarak eksentrisitas kabel terhadap titik berat penampang beton. Dengan adanya kolom pada balok menerus prategang, maka besarnya nilai momen yang terjadi pada balok juga akan berkurang. Kekakuan kolom membuat momen-momen yang seharusnya terjadi pada balok terserap pada area kolom (*Suryadi, 2009*).

### 2.3.1. Gaya Prategang

Gaya prategang dipengaruhi momen total yang terjadi. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan ini menjelaskan hubungan momen total dengan gaya prategang (Lin & Burns, 1996).

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad (2.1)$$

Dimana  $M_T$  adalah momen akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup. Sementara  $h$  merupakan tinggi balok.

### 2.3.2. Tegangan Ijin pada Baja dan Beton

Tegangan ijin baja sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.5 tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- 2.1. a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon yang bekerja pada kabel.  $0,94 f_{py}$  tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari  $0,8 f_{pu}$  dan nilai maksimum yang

direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon prategang atau perangkat angkur.

- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang.  $0,70 f_{pu}$

Tegangan ijin pada beton sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.3.3 dan 18.4 :

1. Beton prategang akan diklasifikasikan sebagai kelas U sehingga tegangan serat terjauh dalam kondisi tarik pada saat beban layan adalah kurang dari sama dengan  $0,62\sqrt{f'_c}$
2. Tegangan beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (sebelum terjadinya kehilangan tegangan sebagai fungsi waktu) sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.4.1 tidak boleh melampaui nilai berikut :
  - Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan  $0,60 f'_{ci}$
  - Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana  $0,70 f'_{ci}$
3. Tegangan beton pada kondisi beban layan (berdasarkan pada sifat penampang tak retak, setelah pembolehan untuk semua kehilangan prategang) untuk komponen struktur lentur prategang kelas U dan kelas T sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.4.2 tidak boleh melampaui nilai berikut :
  - Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati dan beban hidup tetap  $0,45 f'_c$
  - Tegangan serat tekan terluar akibat pengaruh prategang, beban mati dan beban hidup total  $0,60 f'_c$

Dimana :

$f_{pu}$  = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

$f_{py}$  = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

$f'_{ci}$  = kuat tekan beton pada saat pemberian prategang awal, Mpa

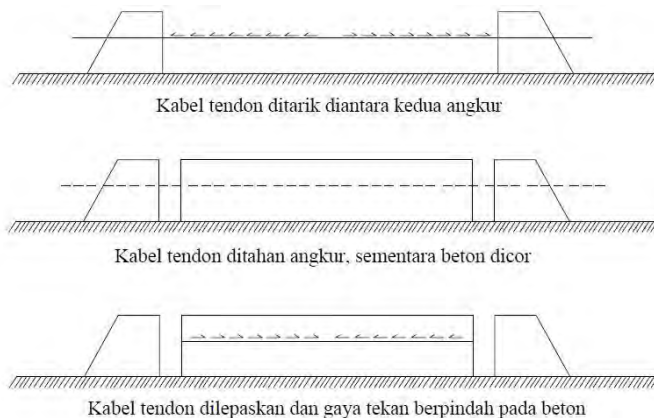
$f'_c$  = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

### 2.3.3. Metode Sistem Prategang

#### 1. Sistem Pratarik (Pre-tension)

Sistem pratarik dimana tendon terlebih dahulu ditarik antara blok-blok angkur yang tegar (*rigid*) yang dicetak di atas tanah atau di dalam suatu kolom atau perangkat cetakan pratarik, dan beton selanjutnya di cor dan dipadatkan sesuai dengan bentuk dan ukuran yang diinginkan. Oleh karena semua metode pratarik bersandar pada rekatan yang timbul antara baja dan beton sekelilingnya, adalah penting bahwa setiap tendon harus merekat sepenuhnya sepanjang seluruh panjang badan. Setelah beton mengering, tendon dilepaskan dari alas prapenarikan dan prategang ditransfer ke beton (Budiadi, 2008).

Transfer prategang beton biasanya dilaksanakan dengan dongkrak hidrolik atau dongkrakan sekrup yang besar, dimana semua kawat dilepaskan secara bersamaan setelah beton mencapai kekuatan tekan yang disyaratkan.

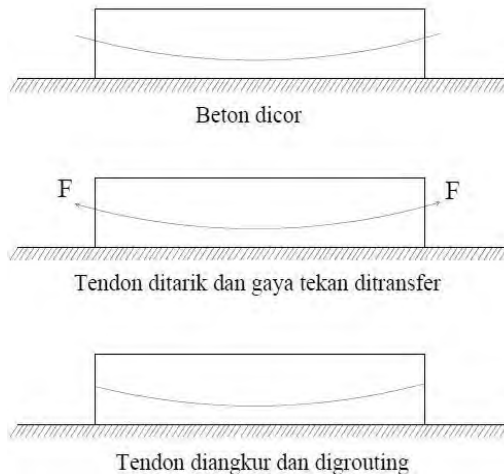


**Gambar 2. 1** Ilustrasi beton prategang pratarik

(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

## 2. Sistem Pasca tarik (*Post-tension*)

Sistem pascatarik dimana unit beton terlebih dahulu dicetak dengan memasukkan saluran atau alur untuk menempatkan tendon. Apabila beton sudah cukup kuat, maka kawat bermutu tinggi ditarik dengan menggunakan bantalan dongkrak pada permukaan ujung batang dan kawat diangkurkan dengan pasak atau mur. Gaya-gaya diteruskan ke beton oleh angkur ujung dan juga apabila kabel melengkung, melalui tekanan radial antara kabel dan saluran. Ruang antara tendon dan saluran pada umumnya digROUT setelah penarikan (*Budiadi, 2008*).



**Gambar 2. 2** Ilustrasi beton prategang pasca tarik  
(Sumber : Desain Praktis Beton Prategang, Andri Budiadi)

Ditinjau dari keadaan distribusi tegangan pada beton

### a. *Full prestressing*

Suatu sistem yang dibuat sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi adalah tekanan pada seluruh penampang. Hasil perhitungan tegangan dengan memakai teori kemungkinan menunjukkan bahwa pada penampang balok pratekan sistem *full*

*prestressing* terdapat kemungkinan sebesar  $\pm 50\%$  terjadi tegangan tarik pada serat terbawah, meskipun sudah didisain dengan konsep *full prestressing* (tidak ada tarik). Hal ini terjadi karena adanya variabilitas sifat-sifat baja dan beton serta beban yang bekerja, yang mengakibatkan nilai tegangan yang terjadi juga bervariasi. Dari hasil perhitungan juga didapatkan bahwa tegangan tarik yang terjadi ada kemungkinan sebesar  $\pm 20\%$  akan melebihi tegangan tarik ijinnya. Tentu saja hal ini juga menunjukkan bahwa masih ada kemungkinan yang cukup besar akan terjadi retak pada balok sistem *full prestressing*. Dari hasil diatas maka disarankan bahwa meskipun balok pratekan telah didisain dengan sistem *full prestressing*, maka sebaiknya tetap diberi tulangan baja pasif pada daerah serat bawah untuk menghindari terjadinya retak (Darmawan, 2009).

#### b. *Partial prestressing*

Beton prategang parsial adalah beton dengan kombinasi *strand* prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat *strand* prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat duktail sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan *strand* prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat duktail (Artiningsih, 2008).

### 2.3.4. Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton prategang pada struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari material yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus hati-

hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang  $\lambda$ , dan Prategang Parsial Ratio (PPR). Penentuan Indeks ini dapat dilihat pada pers. 2.9 dan pers. 2.10

$$\lambda = \frac{M_{DEC}}{M_D + M_L} \quad (2.2)$$

keterangan :

$M_{DEC}$  = Momen Dekompresi (momen total tepat pada serat bawah mengalami tegangan = 0);

$M_D$  = Momen beban mati

$M_L$  = Momen beban hidup

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} \quad (2.3)$$

Keterangan :

$M_{np}$  = kapasitas momen nominal dari beton prategang.

$M_n$  = Total kapasitas momen nominal.

Dalam perancangan sebelumnya, semua momen dihitung pada bagian kritis. Umumnya akan digunakan PPR untuk menggambarkan tingkat prategang pada elemen lentur. studi dan contoh-contoh yang dijelaskan dalam penelitian sebelumnya biasanya  $PPR < 1$ , dan elemen adalah pra-tarik kecuali dinyatakan lain.

Karakterisasi jumlah total tulangan lentur dalam elemen juga penting. Penentuan Indeks penulangan ( $\omega$ ) dapat dilihat pada pers. 2.11

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} + \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c} - \rho' \frac{f_y}{f'_c} \leq 0,3 \quad (2.4)$$

Dimana :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (2.5)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (2.6)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} \quad (2.7)$$

Keterangan :

A<sub>ps</sub> = luas tulangan prategang di zona penegangan (mm<sup>2</sup>)

A<sub>s</sub> = luas tulangan *nonprestressed* (mm<sup>2</sup>)

A'<sub>s</sub> = luas kompresi tulangan *nonprestressed* (mm<sup>2</sup>)

b = lebar elemen (mm)

d = jarak dari serat tekan paling jauh ke *centroid* dari *nonprestressed* (mm)

d<sub>p</sub> = jarak dari serat tekan paling jauh ke *centroid* tulangan prategang (mm)

f<sub>c</sub> = kuat tekan beton (MPa)

f<sub>ps</sub> = tegangan nominal prategang (MPa)

f<sub>y</sub> = tegangan leleh tulangan *nonprestressed* (MPa)

Berdasarkan pada ikatan tendon dengan betonnya, pasca-tarik terbagi menjadi dua bagian, yaitu :

1. *Bonded*, setelah gaya prategang diaplikasikan pada beton, ruang kosong antara lubang dan tendon diisi dengan material grout.
2. *Unbonded*, setelah gaya prategang diaplikasikan pada beton, ruang kosong antara lubang dan tendon dibiarkan begitu saja. Adapun perlindungan tendon dari korosi biasanya dilakukan dengan sistem yang tahan air (*waterproof*).

### 2.3.5. Prinsip Dasar Beton Prategang

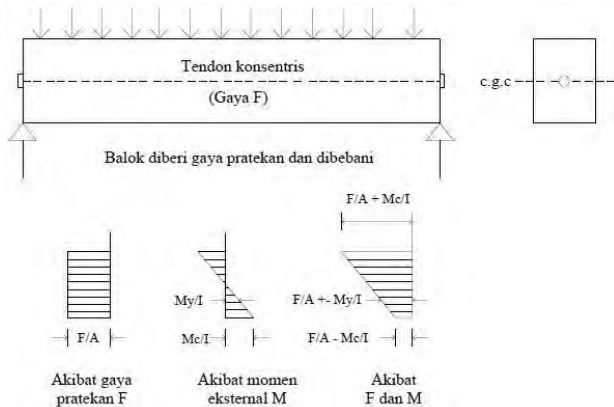
1. Sistem Prategang Untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang elastis.

Pada konsep yang pertama ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan



yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton yang pada dasarnya tidak mampu menahan tarik namun mampu memikul tekan dengan dilakukannya penekanan (pemberian gaya prategang) beton menjadi dapat memikul tegangan tarik (Lin & Burns, 1988).

Dalam bentuk yang sederhana, ditinjau sebuah balok persegi panjang yang diberi gaya prategang oleh sebuah tendon melalui sumbu yang melalui titik berat dan dibebani oleh gaya eksternal, seperti gambar 2.3.

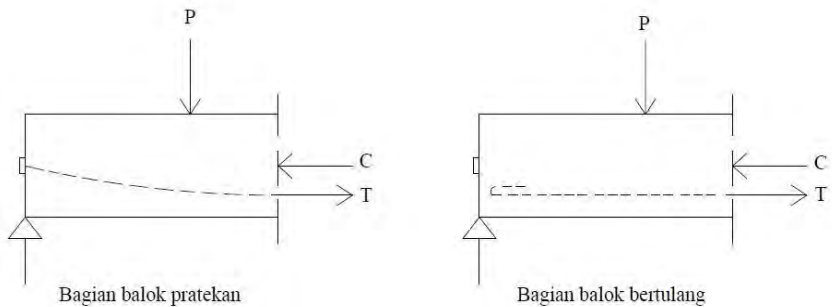


**Gambar 2. 3** Konsep beton prategang sebagai bahan yang elastis

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

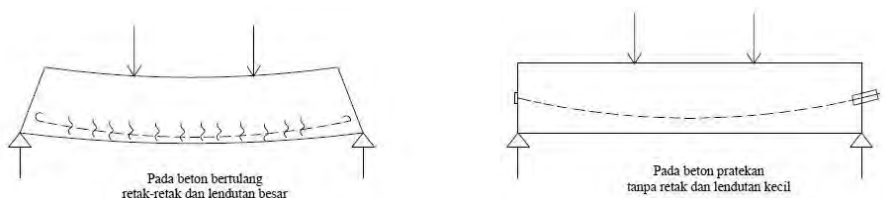
## 2. Sistem Prategang Untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal.



**Gambar 2. 4** Momen penahan internal beton prategang dan beton bertulang  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Pada beton prategang baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatannya dimanfaatkan sepenuhnya. Karena jika baja mutu tinggi tersebut ditanamkan seperti pada beton bertulang biasa, akan terjadi retak – retak di beton sekitar sebelum seluruh kekuatan baja digunakan.



**Gambar 2. 5** Balok beton menggunakan baja mutu tinggi  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

### 3. Sistem Prategang Untuk Mencapai Keseimbangan Beban.

Konsep ini menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Pada keseluruhan disain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.

### 2.3.6. Kehilangan Gaya Prategang

Berdasarkan Desain Struktur Beton Prategang oleh T.Y Lin, kehilangan gaya prategang yang terjadi antara lain :

#### a. Rangkak (CR)

Rangkak pada beton terjadi karena deformasi akibat adanya tegangan pada beton sebagai satu fungsi waktu. Pada struktur beton prategang, rangkak mengakibatkan berkurangnya tegangan pada penampang.

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (f_{cir} - f_{cds}) \quad (2.8)$$

Dimana :

$K_{cr}$  = Koefisien rangkak = 2,0 untuk pratarik

= 1,6 untuk pasca tarik

$E_c$  = Modulus Elastisitas Beton saat umur beton 28 Hari

$E_s$  = Modulus Elastisitas Baja Prategang

$f_{cir}$  = Tegangan beton pada level pusat baja segera setelah transfer

$f_{cds}$  = Tegangan beton akibat beban mati ekstra setelah diberi prategang

#### b. Perpendekan elastis beton (ES)

Pada struktur yang menggunakan kabel tunggal, tidak mengalami kehilangan gaya prategang akibat perpendekan beton, karena gaya pada kabel diukur setelah perpendekan tersebut terjadi. Namun pada penampang yang memakai lebih dari satu kabel, maka kehilangan gaya prategang ditentukan oleh kabel yang pertama ditarik dan memakai harga setengahnya untuk mendapatkan rata-rata semua kabel. Kehilangan gaya pada struktur pasca tarik didapat dengan :

$$ES = K_{es} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \quad (2.9)$$

Dimana :

$K_{es}$  = 1.0 untuk komponen struktur pratarik.

$K_{es} = 0.5$  untuk struktur pasca tarik bila kabel-kabel secara berturut-turut ditarik dengan gaya yang sama.

$E_s$  = modulus elastisitas baja

$f_{c_{ir}}$  = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

c. Susut Beton (SH)

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor, meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, tipe perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Struktur pascatarik, kehilangan prategang akibat susut agak lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian pasca tarik. Besarnya kehilangan prategang akibat susut pada beton dapat dihitung dengan rumus, yaitu :

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \frac{v}{s}\right) \cdot (100 - RH) \quad (2.10)$$

Dimana :

$v/s$  = ratio volume beton prategang dibagi luas permukaan beton prategang

$RH$  = kelembaban relatif udara sekitar

$E_s$  = modulus elastisitas baja

$K_{sh}$  = koefisien jangka waktu perawatan

Untuk metode pasca tarik ditentukan dalam tabel 2.1

**Tabel 2. 1** Koefisien Susut Beton Pasca Tarik

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

$K_{SH}$	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0,92	1
0,85	3
0,8	5
0,77	7

$K_{SH}$	Waktu akhir perawatan hingga pemberian gaya prategang
0,73	10
0,64	20
0,58	30
0,45	60

d. Relaksasi pada tendon (RE)

Akibat terjadinya perpendekan elastis (kehilangan gaya prategang seketika setelah peralihan) dan gaya prategang yang tergantung waktu, CR dan SH ada pengurangan berkelanjutan pada tegangan beton, jadi kehilangan gaya prategang akibat relaksasi berkurang. Sebenarnya balok prategang mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada nilai waktu. Oleh karena itu, ACI memberikan perumusan untuk menghitung kehilangan gaya prategang dimana nilai dari  $K_{re}$ , J dan C tergantung dari jenis dan tipe tendon, dimana untuk strand atau kawat stress yang dipakai adalah *relieved* derajat 1.745 Mpa. Adapun perumusan tersebut yaitu:

$$RE = C \times \{ K_{re} - J (SH + CR + ES) \} \quad (2.11)$$

Dimana :

$K_{re}$  = koefisien relaksasi

J = faktor waktu

C = faktor relaksasi

SH = kehilangan tegangan akibat susut

CR = kehilangan tegangan akibat rangkai

ES = kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis

**Tabel 2. 2** Nilai C

(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

$f_{pi}/f_{pu}$	stress-relieved strand or wire	stress-relieved bar or low relaxation strand or wire
0,80		1,28
0,79		1,22

0,78		1,16
0,77		1,11
0,76		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

**Tabel 2. 3** Nilai  $K_{re}$  dan  $J$   
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Type of tendon		$K_{re}$ (MPa)	$J$
1	Strand/kawat stress-relieved 1860 MPa	138	0,15
2	Strand/kawat stress-relieved 1720 MPa	128	0,14
3	Kawat stress-relieved 1655 & 1620 MPa	121	0,13
4	Strand relaksasi rendah 1860 MPa	35	0,040
5	Kawat relaksasi rendah 1720 MPa	32	0,037

e. Pengangkuran / Slip Angkur (ANC)

Slip pada angkur terjadi sewaktu kawat dilepaskan dari mesin penarik dan ditahan pada angkur. Panjang atau besarnya slip tergantung pada tipe angkur dan tegangan pada kawat tendon. Harga rata-rata panjang slip akibat pengangkuran adalah 2,5 mm. Untuk menentukan kehilangan tegangan akibat slip dapat digunakan persamaan berikut :

$$ANC = F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps} \quad (2.12)$$

Dimana :

$F_{pA}$  = kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

$\Delta f_{pA}$  = besarnya gaya kehilangan prategang akibat angkur

$A_{ps}$  = luas penampang tendon

f. Friksi / Gesekan Kabel (Ps)

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang melengkung diketahui adanya gesekan pada sistem penarik (*jacking*) dan angkur sehingga tegangan yang ada pada tendon lebih kecil daripada yang terdapat pada alat baca tekanan (*pressure gauge*). Kehilangan tegangan akibat gesekan pada tendon sangat dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (*wooble*). Untuk itu digunakan koefisien *wooble*, K, dan koefisien kelengkungan  $\mu$ . Kehilangan tegangan akibat friksi pada tendon pasca tarik harus dihitung dengan rumus:

$$F_{pF} = F_i \times e^{-(\mu\alpha + KL)} \quad (2.13)$$

Dimana :

$F_{pF}$  = gaya prategang yang terjadi akibat gesekan

K = Koefisien *Wooble*

L = panjang balok prategang

$\mu$  = koefisien kelengkungan

$\alpha$  = perubahan sudut akibat pengaruh kelengkungan

**Tabel 2. 4** Nilai koefisien friksi tendon pasca tarik  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Tipe tendon		Koef. Wobble K per meter	Koef. Kelengkungan $\mu$
Tendon pada selubung logam fleksibel	Tendon kawat	0,0033 - 0,0049	0,15 - 0,25
	Batang kekuatan tinggi	0,0003 - 0,0020	0,08 - 0,30
	Strand 7 kawat	0,0016 - 0,0066	0,015 - 0,25
Tendon pada selubung logam kaku	Strand 7 kawat	0,0007	0,15 - 0,25
Tendon yang diminyaki terlebih dahulu	Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,001 - 0,0066	0,05 - 0,15
Tendon yang diberi lapisan mastik	Tendon kawat dan strand 7 kawat	0,0033 - 0,0066	0,05 - 0,15

1

### 2.3.7. Momen Retak

Momen Retak ( $M_{cr}$ ) pada struktur beton prategang dihitung berdasarkan teori elastik. Retak terjadi apabila serat beton terjauh mencapai *modulus of Rupture* ( $f_r$ ) sebesar  $0,7 \sqrt{f_c}$ . Dengan rumus dasar  $f_r$  dapat dihitung sebagai berikut :

$$-\frac{F}{A} - \frac{F_{ec}}{I} + \frac{M_c}{I} = f_r \quad (2.14)$$

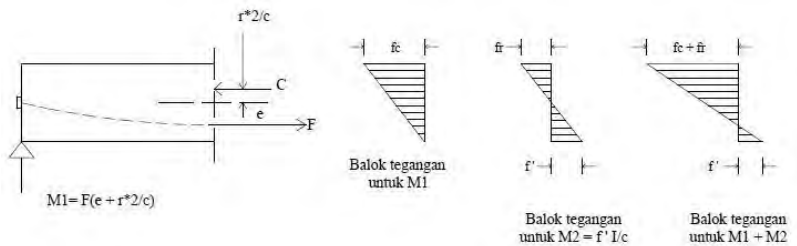
Perumusan momen retak : I

$$M_1 = F \left( e + \frac{r^2}{c} \right) \quad (2.15)$$

$$M_2 = \frac{f_r \cdot I}{c} \quad (2.16)$$

$$\text{Jadi, } M_{cr} = M_1 + M_2 \quad (2.17)$$





**Gambar 2. 6** Skematik diagram momen retak  
(Sumber : Desain Struktur Beton Prategang, T.Y Lins & H. Burns)

Dimana :

$F$  = gaya prategang efektif setelah kehilangan

$I$  = inersia balok

$e$  = eksentrisitas dari garis netral beton prategang (c.g.c.) ke tendon baja (c.g.s.)

$A$  = luas penampang balok

$f_r$  = modulus keruntuhan

### 2.3.8. Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok. Adapun rumus – rumus yang digunakan untuk menghitung momen nominal yaitu :

$$T = A_{ps} \times f_{ps} \quad (2.18)$$

$$A_{ps} = bw \times d \times \rho_p \quad (2.19)$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - 0,5 \rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \quad (2.20)$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot f'_c \cdot bw} \quad (2.21)$$

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2.22)$$

Dimana :

$M_n$  = momen nominal penampang

$T$  = gaya tarik (tensile) =  $A_{ps} \times f_{ps}$

$A_{ps}$  = luas tulangan prategang dalam daerah tarik

$f_{ps}$  = tegangan tulangan prategang di saat mencapai kuat nominalnya

$d$  = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan prategang

$a$  = tinggi blok tekan persegi ekuivalen

### 2.3.9. Lendutan Pada Balok Prategang

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

- a. Lendutan ke atas (*camber*) akibat tekanan tendon

$$\Delta l_{po} = \frac{1}{8} \cdot \frac{F_o \cdot e \cdot l^2}{E_c \cdot I} \quad (2.23)$$

Dimana :

$F_o$  = gaya prategang awal

$E_c$  = modulus elastisitas beton

$I$  = momen inersia penampang

- b. Lendutan ke bawah akibat beban merata dan beban terpusat  
Untuk  $q$  adalah beban merata,

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (2.24)$$

Untuk  $P$  adalah beban terpusat di tengah bentang,

$$\Delta = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad (2.25)$$

### 2.3.10. Tipe Strand dan Tendon Unit

Baja yang digunakan untuk memberikan gaya prategang menggunakan baja mutu tinggi. Baja mutu tinggi merupakan bahan yang dapat menghasilkan gaya prategang dan mensuplai gaya tarik pada beton prategang. Baja mutu tinggi untuk sistem prategang biasanya berupa kawat (*wire*), untaian kawat (*strand*) atau batang (*bar*).

Berikut ditampilkan tabel untuk strand properties dan tendon properties berdasarkan peraturan dari VSL Indonesia.

**Tabel 2. 5** Tendon Properties  
(Sumber : Tabel VSL Indonesia)

#### 1.4 - TENDON PROPERTIES 15mm (0.6")

Unit	Strands numbers	Steel area		Breaking load			Corrugated steel duct <sup>1</sup> (recommended)	Corrugated plastic duct VSL PT-PLUS <sup>2</sup>	Steel pipes			
		Ap acc. to prEN		ASTM	Y186QS7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	$\phi_i / \phi_e$	e	$\phi_i / \phi_e$	e	$\phi$ ext. x t
		d=15.3 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.7 mm A <sub>p</sub> =150 mm <sup>2</sup>	d=15.24 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.3 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>	d=15.7 mm A <sub>p</sub> =150 mm <sup>2</sup>	d=15.24 mm A <sub>p</sub> =140 mm <sup>2</sup>					
		[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
6-1	1	140	150	140	260	279	260.7	25/30	5	22/25	4	25.0 x 2.0
	2	280	300	280	520	558	521	40/45	9	76/25 <sup>2</sup>	-	33.7 x 2.0/2.5/3.0
	3	420	450	420	780	837	782	40/45	6	76/25 <sup>2</sup>	-	42.4 x 2.0/2.5/3.0
6-4	4	560	600	560	1040	1116	1043	45/50	7	76/25 <sup>2</sup>	-	48.3 x 2.0/2.5/3.0
	5	700	750	700	1300	1395	1304	50/57	8	58/63	13	76.1 x 2.0/2.5/3.0
	6	840	900	840	1560	1674	1564	55/62	9	58/63	11	
6-7	7	980	1050	980	1820	1953	1825	55/62	7	58/63	9	76.1 x 2.0/2.5/3.0
	8	1120	1200	1120	2080	2232	2086	65/72	11	76/81	18	80.0 x 2.0/2.5
	9	1260	1350	1260	2340	2511	2346	65/72	9	76/81	16	
6-12	10	1400	1500	1400	2600	2790	2607	70/77	11	76/81	15	
	11	1540	1650	1540	2860	3069	2868	70/77	9	76/81	13	
	12	1680	1800	1680	3120	3348	3128	75/82	11	76/81	12	80.0 x 2.0/2.5
6-15	13	1820	1950	1820	3380	3627	3389	80/87	13	100/106	25	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	14	1960	2100	1960	3640	3906	3650	80/87	11	100/106	24	
	15	2100	2250	2100	3900	4185	3911	80/87	10	100/106	23	101.6 x 3.0/4.0/5.0
6-19	16	2240	2400	2240	4160	4464	4171	85/92	12	100/106	22	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	17	2380	2550	2380	4420	4743	4432	85/92	11	100/106	20	
	18	2520	2700	2520	4680	5022	4693	90/97	13	100/106	19	
6-19	19	2660	2850	2660	4940	5301	4953	90/97	12	100/106	18	101.6 x 3.0/4.0/5.0
	20	2800	3000	2800	5200	5580	5214	100/107	17	100/106	17	106.0 x 3.0/4.0
	21	2940	3150	2940	5460	5859	5475	100/107	16	100/106	16	
6-22	22	3080	3300	3080	5720	6138	5735	100/107	15	100/106	15	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	23	3220	3450	3220	5980	6417	5996	100/107	14	115/121	22	114.3 x 3.0/4.0/5.0
	24	3360	3600	3360	6240	6696	6257	100/107	13	115/121	22	
6-27	25	3500	3750	3500	6500	6975	6518	110/117	18	115/121	21	
	26	3640	3900	3640	6760	7254	6778	110/117	17	115/121	21	
	27	3780	4050	3780	7020	7533	7039	110/117	16	115/121	20	114.3 x 3.0/4.0/5.0
6-31	28	3920	4200	3920	7280	7812	7300	110/117	15	130/136	27	127.0 x 3.0/4.0/5.0
	29	4060	4350	4060	7540	8091	7560	120/127	21	130/136	27	
	30	4200	4500	4200	7800	8370	7821	120/127	20	130/136	26	
6-31	31	4340	4650	4340	8060	8649	8082	120/127	19	130/136	25	127.0 x 3.0/4.0/5.0
	32	4480	4800	4480	8320	8928	8342	120/127	18	130/136	24	139.7 x 3.0/4.0
	33	4620	4950	4620	8580	9207	8603	120/127	17	130/136	23	
6-37	34	4760	5100	4760	8840	9486	8864	120/127	16	130/136	22	
	35	4900	5250	4900	9100	9765	9125	130/137	22	130/136	22	
	36	5040	5400	5040	9360	10044	9385	130/137	21	130/136	21	
6-43	37	5180	5550	5180	9620	10323	9646	130/137	20	130/136	20	139.7 x 3.0/4.0
	43	6020	6450	6020	11180	11997	11210	140/147	21	150/157	27	152.4 x 3.0/4.0/5.0
	55	7700	8250	7700	14300	15345	14339	160/167	26	150/157	21	168.3 x 3.0/4.0

**Tabel 2. 6 Strand Properties**  
(Sumber : Tabel VSL Indonesia)

**1.3 - STRAND PROPERTIES 15mm (0.6")**

Strand type		prEN 10138 – 3 (2006) Y186DS7		ASTM A 416-06 Grade 270
Nominal diameter	d (mm)	15.3	15.7	15.24
Nominal cross section	A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	140	150	140
Nominal mass	M (kg/m)	1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f <sub>yk</sub> (MPa)	1636 <sup>1</sup>	1640 <sup>1</sup>	1676 <sup>2</sup>
Nominal tensile strength	f <sub>pk</sub> (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F <sub>pk</sub> (kN)	260	279	260.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation <sup>3</sup> after 1000 h at 20°C and 0.7 x F <sub>pk</sub>	(%)	max. 2.5		

## 2.4. Sistem Ganda (Dual System)

Sistem Ganda atau *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *Space Frame* (Rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shear Wall* (Dinding Geser/Dinding Struktur). Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1 menyebutkan bahwa, untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Karena *Shear Wall* dan *Space Frame* dalam *Dual System* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *Space Frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shear Wall* sendiri artinya adalah Dinding Geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan. Penggunaan sistem struktur *Dual System* sendiri sangat cocok dalam pembangunan struktur gedung di wilayah gempa kuat (Tavio & Kusuma, 2009).

Sistem Ganda pada dasarnya terdiri dari :

1. Rangka ruang memikul seluruh beban gravitasi.
2. Pemikul beba lateral berupa dinding geser atau rangka bresing (*bracing*) dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul

momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25 persen dari seluruh beban lateral, sedangkan sisanya akan dipikul oleh dinding geser.

3. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser.

Untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Ganda, rangka utama dan dinding struktur harus didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) (*Purwono, 2005*).

Menurut SNI 1726-2012 pasal 3.53 tentang perencanaan bangunan terhadap gempa menyebutkan bahwa SRPMK merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur. Selanjutnya Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 21.5 hingga pasal 21.8. Sedangkan Dinding Struktur Beton Khusus diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 21.9.

## 2.5. Pondasi

Pondasi merupakan komponen struktur bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah yang diterima dari kolom. Struktur pondasi sangat penting mengingat sebagai struktur terbawah dalam menahan beban struktur di atasnya. Terdapat dua macam pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Dikatakan pondasi dangkal apabila perbandingan antara kedalaman pondasi ( $D$ ) dengan diameternya ( $B$ ) kurang dari 4 atau lima  $\left(\frac{D}{B} < 4 \text{ atau } 5\right)$ . Sedangkan pondasi

dalam memiliki perbandingan kedalaman pondasi dengan diameternya lebih besar sama dengan 10  $\left(\frac{D}{B} \geq 10\right)$  (*Wahyudi, 1999*).

Hal-hal yang perlu diperhitungkan dalam perencanaan pondasi diantaranya adalah jenis tanah, kondisi tanah dan struktur

tanah. Hal tersebut sangat berkaitan dengan daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi diatasnya. Pada perencanaan pondasi gedung *My Tower* Surabaya menggunakan pondasi tiang pancang yang termasuk jenis pondasi dalam.

### 2.5.1. Daya Dukung Pondasi

Perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan hasil *Standart Penetration Test* (SPT).

Persamaan Luciano Decourt :

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (2.26)$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tanah maximum pada pondasi

$Q_P$  = *resistance ultimit* di dasar pondasi

$Q_S$  = *resistance ultimit* akibat lekatan lateral

$$Q_P = q_P \cdot A_P \cdot \alpha = (N_P \cdot K) \cdot A_P \cdot \alpha$$

$$Q_S = q_S \cdot A_S \cdot \beta = \left( \frac{N_S}{3} + 1 \right) \cdot A_S \cdot \beta$$

Dimana :

$N_P$  = harga rata-rata SPT disekitar 4B diatas hingga 4B dibawah

dasar tiang pondasi  $\sum_{i=1}^n \frac{N_i}{n}$

B = diameter dasar pondasi

K = koefisien karakteristik tanah :

$$12 \text{ t/m}^2 = 117.7 \text{ kPa} \quad (\text{lempung})$$

$$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berlempung})$$

$$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa} \quad (\text{lanau berpasir})$$

$$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa} \quad (\text{pasir})$$

$A_P$  = luas penampang dasar tiang

$q_P$  = tegangan diujung tiang

$N_S$  = harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan  $3 \leq N_S \leq 50$

$A_S$  = luas selimut tiang

$q_S$  = tegangan akibat lekatan lateral t/m<sup>2</sup>

$\alpha$  dan  $\beta$  = koefisien berdasarkan tipe pondasi dan jenis tanah

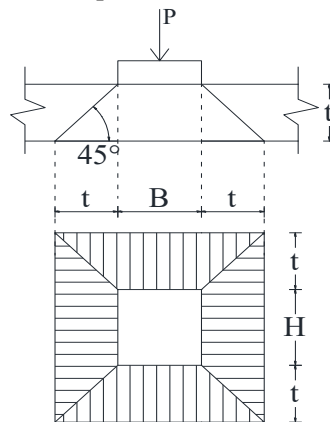
### 2.5.2. Perencanaan Pilecap

- Kontrol tebal minimum poer

Menurut SNI 2847-2013 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi.

- Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom

Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau dinding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi tinjauan, baik sebagai kerja balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah. Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya. Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain. Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh  $\frac{1}{2} d$  dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 2.7 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.



**Gambar 2. 7** Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban

- Kontrol geser satu arah

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.27)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.28)$$

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'c} . b_w . d \quad (2.29)$$

- Kontrol geser dua arah

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.30)$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) . \lambda . \sqrt{f'c} . b_o . d \quad (2.31)$$

$$V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s . d}{b_o} \right) . \lambda . \sqrt{f'c} . b_o . d \quad (2.32)$$

$$V_c = 0,33 . \lambda . \sqrt{f'c} . b_o . d \quad (2.33)$$

Keterangan:

Bc = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

$\alpha$  = 40 untuk kolom dalam

= 30 untuk kolom tepi

= 20 untuk kolom sudut

B0 = Parameter penampang kritis

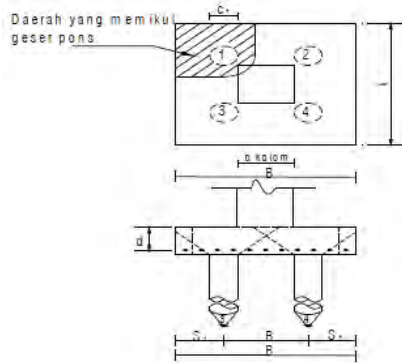
d = Tinggi manfaat pelat

- Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada pelat pondasi. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh  $\frac{1}{2} d$  dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh pelat pondasi. Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besar dari 1,5 kali diameter



tiang pancang tersebut. Gambar 2.8 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibat aksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



**Gambar 2. 8** Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang  
Kuat geser yang disumbangkan beton:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2.34)$$

Dimana  $V_c$  diambil nilai terkecil dari persamaan :

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot A \quad (2.35)$$

### 2.5.3. Daya Dukung Grup Tiang Pancang

Di saat sebuah tiang merupakan bagian dalam grup tiang pancang, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari grup tiang tersebut. Untuk kasus daya dukung pondasi, kita harus memperhitungkan sebuah faktor koreksi, yang menjadi efisiensi dari grup tiang pancang tersebut. (Wahyudi, 1999).

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e \quad (2.36)$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tiang pancang

$n$  = jumlah tiang dalam grup

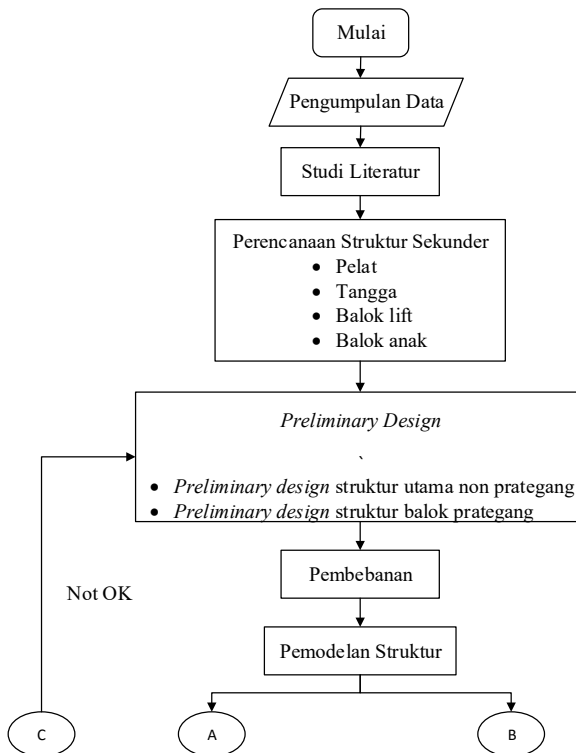
$C_e$  = efisiensi grup tiang pancang

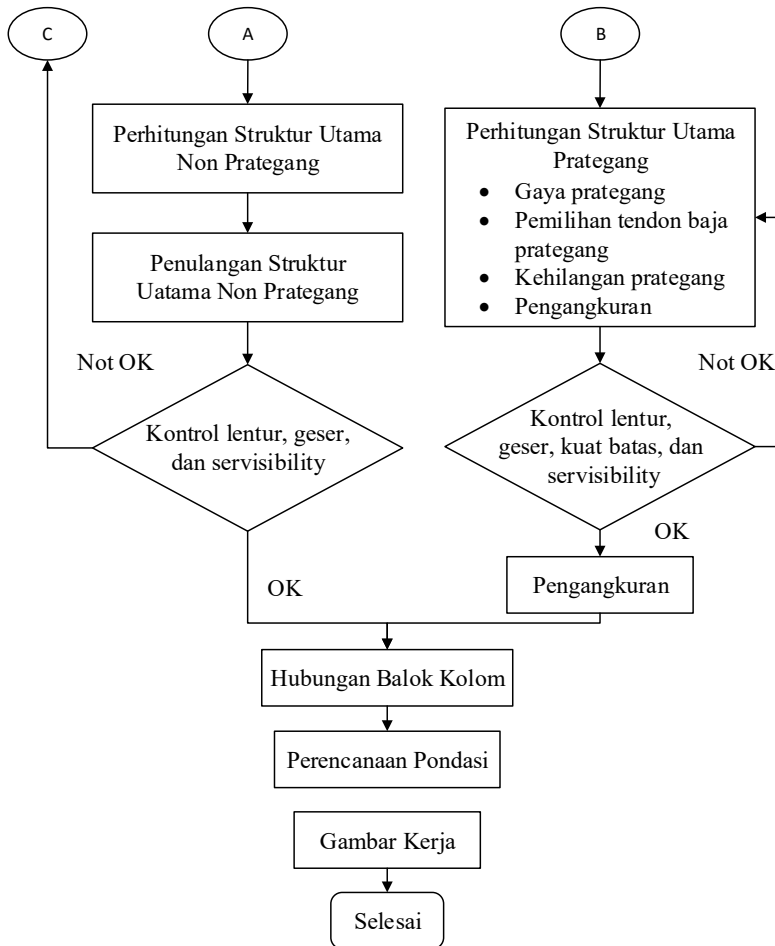
## BAB III METODOLOGI

### 3.1. Umum

Dalam menyelesaikan penulisan tugas akhir diperlukan metode dan urutan yang jelas dan sistematis. Oleh karena itu, dibuat suatu metodologi yang dimaksudkan agar pengerjaan tugas akhir ini berjalan dengan baik dan efektif. Metodologi ini membahas langkah-langkah atau urutan-urutan serta metode yang akan dipakai dalam penyelesaian tugas akhir.

### 3.2. Diagram Alir





**Gambar 3.1** Alur Perencanaan Struktur Beton



3. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG 1983)
4. Beton Prategang edisi ketiga (T.Y.Lin, 1996)
5. Perancangan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa (Rahmat Purwono, 2014)
6. Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi, 1999)

### 3.5. Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan harus memperhatikan faktor daya tahan terhadap gempa sesuai dengan SNI 1726-2012. Pembagian sistem struktur menurut sifat-sifat tanah pada situs dibagi sebagai berikut :

1. Situs SA dan SB (Resiko Gempa Rendah). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Situs SC dan SD (Resiko Gempa Sedang). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Situs SE dan SF (Resiko Gempa Tinggi). Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK) dengan beton khusus.

Berdasarkan data tanah yang diperoleh, Gedung *My Tower* Surabaya memiliki sifat tanah pada kelas situs SE terletak pada zona gempa kuat dan dalam modifikasi perencanaannya menggunakan Sistem Ganda dimana sistem strukturnya berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) serta Sistem Dinding Struktur Khusus.

Struktur gedung dalam perancangan struktur rangka utama yang terjadi harus memenuhi syarat *Strong Coloumn-Weak Beam* atau konsep kolom kuat balok lemah, dimana kolom tidak boleh runtuh terlebih dahulu sebelum balok. Konsep ini harus dipenuhi dalam mendesain struktur sistem ganda pada daerah gempa tinggi yang artinya ketika struktur menerima pengaruh gempa hanya

boleh terjadi sendi plastis diujung-ujung balok, kaki kolom, dan kaki dinding geser saja.

### 3.6. Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi :

#### 1. Perencanaan Pelat.

Penentuan tebal pelat minimum sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.2

- Untuk pelat tanpa balok interior yang membentang diantara dua tumpuan dan memiliki  $\alpha_{fm} \leq 0,2$ , harus memenuhi ketentuan tabel 9.5(c) dan tidak kurang dari :
  - 125 mm untuk tebal pelat tanpa panel drop
  - 100 mm untuk tebal pelat dengan panel drop

Syarat ketebalan pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.3 :

- Untuk  $0,2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi dan tidak boleh kurang dari 125 mm
- Untuk  $\alpha_{fm} \geq 2$  ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari  $h = \frac{\ell_n \left( 0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$  dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Keterangan :

$\ell_n$  = panjang bentang bersih arah memanjang pelat (m)

$\beta$  = rasio panjang bentang arah memanjang dengan arah memendek pelat

$\alpha_{fm}$  = nilai rata-rata dari  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi dari suatu pelat

$\alpha_f$  = rasio dari kekuatan lentur penampang balok dengan kekakuan pelat

$f_y$  = kuat leleh baja non-prategang (MPa)

## 2. Perencanaan Tangga.

Perencanaan desain awal tangga mencari lebar dan tinggi injakan.

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

Dimana :  $t$  = tinggi injakan ;  $I$  = lebar injakan  
 $\alpha$  = sudut kemiringan tangga ( $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ )

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

## 3. Perencanaan Balok Lift.

### 3.7. Pembebanan

Jenis beban yang diperhitungkan dalam perancangan ini adalah sebagai berikut :

1. Beban Mati (SNI 1727-2013) pasal 3.
2. Beban Hidup (SNI 1727-2013) pasal 4.
3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 1726-2012.

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1

Persamaan 1  $U = 1,4D$

Persamaan 2  $U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

Persamaan 3  $U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$

Persamaan 4  $U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$

Persamaan 5  $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$

Persamaan 6  $U = 0,9D + 1,0W$

Persamaan 7  $U = 0,9D + 1,0E$

kecuali sebagai berikut:

- (a) Faktor beban pada beban hidup  $L$  dalam Pers. (3) sampai (5) diizinkan direduksi sampai 0,5 kecuali untuk garasi, luasan yang ditempati sebagai tempat perkumpulan publik, dan semua luasan dimana  $L$  lebih besar dari  $4,8 \text{ kN/m}^2$ .
- (b) Bila  $W$  didasarkan pada beban angin tingkat layan,  $1,6W$

harus digunakan sebagai pengganti dari 1,0W dalam Pers. (4) dan (6), dan 0,8W harus digunakan sebagai pengganti dari 0,5W dalam Pers. (3).

(c) Dihilangkan karena tidak relevan

Dimana :

Lr = beban hidup atap ; D = beban mati  
 L = beban hidup ; E = beban gempa  
 R = beban hujan ; W = beban angin

### 3.8. Analisis gempa

Menurut ACI 2008, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja prategang hanya diperbolehkan maksimal 25% dari beban gempa yang terjadi.

1. Perhitungan koefisien respon gempa

Untuk penentuan respon spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $M_{CER}$ ) sesuai SNI 1726-2012 pasal 6.2 dan menurut tabel 4 dan tabel 5.

Sehingga diperoleh data  $S_s$ ,  $S_1$ ,  $F_a$ ,  $F_v$

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

2. Perhitungan percepatan spektral desain sesuai SNI 1726-2012 pasal 6.3

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1}$$

3. Perhitungan spectrum respons desain harus dikembangkan sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 6.4

4. Periode waktu getar alami fundamental (T) ditentukan sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.8.2

$$T = T_a \times C_u$$

Dimana :  $T_a$  = Periode fundamental pendekatan

$$T_a = \frac{0,0062 h_n}{\sqrt{c_w}}$$



5. Koefisien respon seismik ( $C_s$ ) ditentukan sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} \cdot I_e \geq 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

6. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)  
 $V = C_s \times W_t$
7. Kontrol simpang antar lantai (*Drift*) ditentukan sesuai dengan SNI 1726-2012 melalui persamaan :

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke  $-x$

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi tabel 2.8 SNI 1726-2012

$I$  = faktor keutamaan gedung

Untuk struktur Sistem Rangka Pemikul Momen

Khusus, drift dibatasi sebesar :  $\Delta = 0,02h_{sx}$

8. Perhitungan kuat geser.  
 Perhitungan kuat geser dilakukan untuk mengecek

kebutuhan dinding geser pada bangunan.

$$\tau = \frac{3V}{2A}$$

Dimana :

$\tau$  = tegangan geser yang terjadi pada kolom

$V$  = gaya geser yang bekerja pada kolom akibat beban

$A$  = luas penampang kolom sesuai dengan hasil preliminary desain

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} ; \quad V_c \geq \tau$$

Dimana :

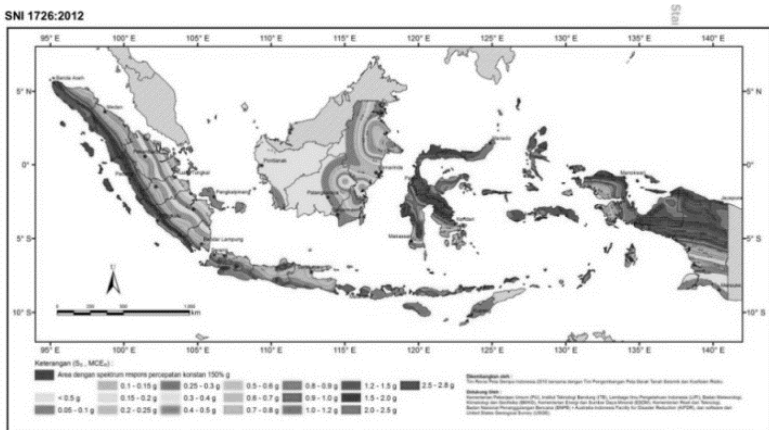
$V_c$  = kuat geser yang disumbangkan beton

$N_u$  = beban aksial berfaktor yang diterima struktur

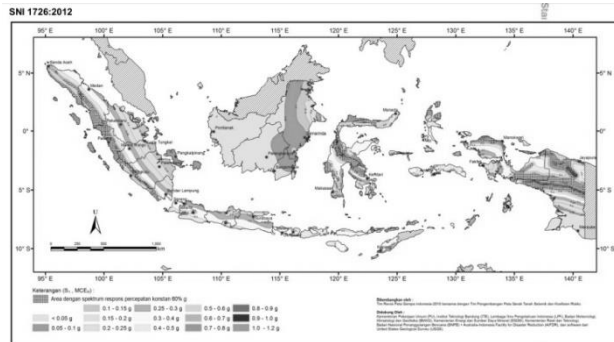
$A_g$  = luas kolom tanpa rongga

$f'_c$  = mutu beton dalam Mpa

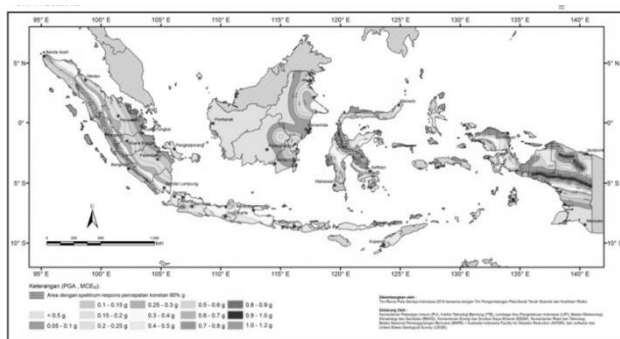
9. Penentuan peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko yang diperlukan untuk menerapkan ketentuan-ketentuan beban gempa sesuai SNI 1726-2012 pasal 14



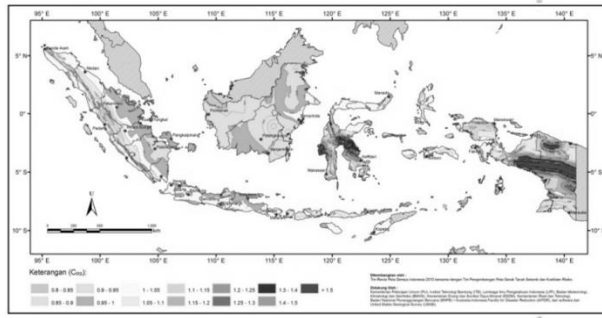
**Gambar 3. 3** SS, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER,Kelas Situs B)



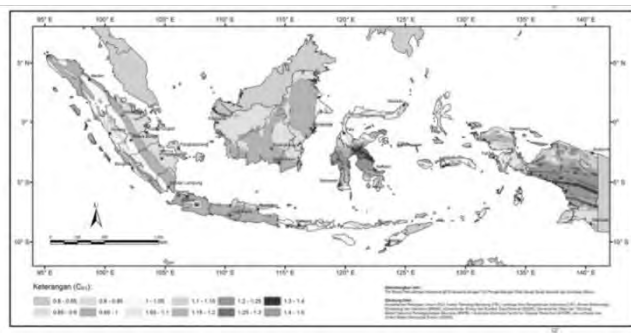
**Gambar 3. 4**  $S_1$ , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko- Tertarget ( $MCE_R$ , Kelas Situs B)



**Gambar 3. 5** PGA,Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Rata- Rata Geometrik ( $MCE_G$ ), Kelas Situs B



**Gambar 3. 6** CRS, Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik



**Gambar 3. 7** CR1, Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik.

Analisa struktur utama menggunakan *software* SAP2000 *version* 14.2.4 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama.

### 3.9. Perencanaan Struktur Utama Non Prategang Preliminary Desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013, meliputi :

#### 1. Preliminary desain balok.

SNI 2847-2013 pasal 9.5.2.1 mengatur tentang ketebalan minimum balok jika lendutan tidak dihitung, yang diberikan pada tabel 9.5(a)

$$\text{Untuk balok induk : } h_{\min} = \frac{L}{16}$$

$$\text{Untuk balok anak : } h_{\min} = \frac{L}{21}$$

Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4+f_y/700)$

$$bw = \frac{2}{3} \cdot h_{\min}$$

SNI 2847-2013 pasal 21.5.1.3 mengatur tentang lebar balok ( $b_w$ ) tidak boleh kurang dari nilai terkecil dari 0,3  $h_{\min}$  dan 250 mm.

#### 2. Preliminary desain kolom.

Dengan cara pendekatan *strong column weak beam* didapatkan rumus :

$$\frac{\frac{E_c \cdot I_{kolom}}{L_{kolom}}}{\left( \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \right)_{kolom}} \geq \frac{\frac{E_c \cdot I_{balok}}{L_{balok}}}{\left( \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \right)_{balok}}$$

#### 3. Preliminary desain dinding geser.

SNI 2847-2013 mengenai dinding sebagai beton polos struktur pada pasal 22.6.6.2 menyebutkan bahwa tebal dinding selain

dinding basemen luar dan dinding pondasi, tebal dinding penumpu tidak boleh kurang dari 1/24 tinggi atau panjang tak tertumpu, yang mana yang lebih pendek atau tidak boleh kurang dari 140 mm

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{H}{24} \quad H : \text{Tinggi total dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq \frac{L}{24} \quad L : \text{Panjang bentang dinding}$$

$$\text{Tebal rencana dinding} \geq 140 \text{ mm}$$

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan program SAP2000 dilakukan kontrol desain. Pada bagian ini akan dibahas kontrol desain pada beton bertulang biasa menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847-2013.

### 1. Balok Induk

- Penulangan lentur pada:

a. Tumpuan.

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\min 2} = \frac{1,4}{f_y} \quad ; \quad \rho_{\max} = \frac{0,75 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{0,85 f'_c}} \right)$$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

Cek momen nominal tulangan terpasang

$$M_n = \left( A_s \cdot f_y = A_s' \cdot f_s' \right) \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) + \left( A_s' \cdot f_s' \right) \cdot (d - d')$$

## b. Lapangan

Pengecekan balok T

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Nilai  $a \leq b_f$  balok persegi ; nilai  $a \leq b_f$  balok T

## - Penulangan Geser :

Perumusan berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.4

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ln} + \frac{Wu \cdot \ln}{2}$$

$$M_{pr1,2} = As \cdot 1,25 \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Kontrol kuat geser nominal

$$V_{maks} > V_s \quad ; \quad V_{smaks} = \frac{2}{3} \cdot bw \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}$$

Pemasangan begel

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d'}{s}$$

## - Penulangan Torsi :

$$T_c = \frac{\phi \cdot \sqrt{f'_c}}{12} \cdot \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \quad ; \quad T_c > T_u$$

## - Panjang penyaluran :

Panjang penyaluran tulangan tarik sesuai SNI 2847-2013 pasal 12.2.2

$$ld = db \cdot \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}}$$

Panjang penyaluran tulangan tekan sesuai SNI 2847-2013 pasal 12.3.2

diambil yang terbesar antara  $l_{dc} = d_b \cdot \frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}}$  dan

$$l_{dc} = 0,043 \cdot d_b \cdot f_y$$

dan nilai  $l_{dc} > 200 \text{ mm}$

## 2. Kolom

- Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.1 gaya tekan aksial terfaktor  $P_u$  :

$$P_u \geq A_g \cdot \frac{f'_c}{10} \quad \text{dimana dimensi kolom terpendek lebih besar}$$

dari 300 mm dan rasio dimensi b/h lebih besar dari 0,4

- Penulangan memanjang kolom direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 2847-2013 pasal 10.3.6.2

$$\phi P_n \text{maks} = 0,8 \cdot \phi \cdot \left( 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) \right) + (f_y \cdot A_{st})$$

$$\phi P_n \text{maks} \geq \phi P_n$$

- Persyaratan terhadap gaya geser dimana nilai gaya geser diambil yang terbesar dari

$$V_e = \frac{2 \cdot M_{pr}}{h} \quad \text{dan} \quad V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{\ln}$$

- Pengekangan Kolom

$l_o$  dikekang dengan spasi tulangan transversal sesuai SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.1 dan pasal 21.6.4.4 kebutuhan

$$A_{sh} = 0,3 \cdot \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$V_c = \left( 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad ; \quad V_s = \frac{A_s \cdot f_y \cdot d}{s} \quad ; \quad \phi (V_s + V_c) > V_u$$

- Panjang sambungan lewatan sesuai SNI 2847-2013 pasal 12.2.3



$$ld = \left( \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left( \frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b$$

### 3. Hubungan Balok Kolom

- Tulangan transversal joint harus memenuhi SNI 2847-2013 pasal 21.6.4
- Pada hubungan kuat kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 1,7 \cdot A_j \cdot \sqrt{f'_c}$$

### 4. Dinding Geser

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.9 tentang dinding struktur khusus dan balok kopel

- Rasio tulangan badan terdistribusi,  $\rho_l$  dan  $\rho_t \geq 0,0025$ .

Spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm,  $S \leq 450$  mm

- Digunakan dua lapis tulangan apabila nilai

$$V_u \geq 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

- Batas kuat dinding geser  $V_u \leq 0,66 \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$

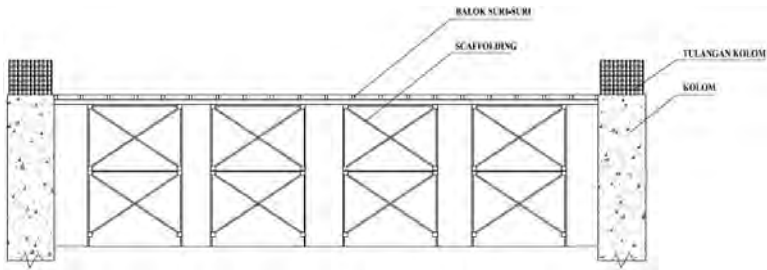
- Penulangan geser horizontal dan vertikal dinding geser berdasarkan  $V_n$  kekuatan geser dinding struktur tidak boleh

$$\text{melebihi } V_n = A_{cv} \cdot \left[ \left( \alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} \right) + \left( \rho_t \cdot f_y \right) \right]$$

### 3.10. Metode Pelaksanaan Struktur Prategang

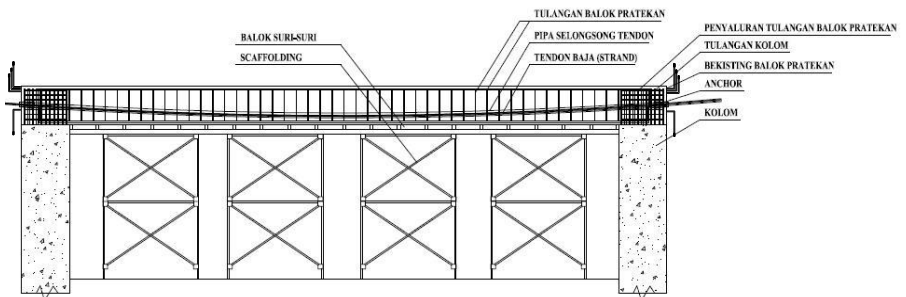
Metode sistem balok beton prategang pada Tugas Akhir ini adalah menggunakan sistem pasca tarik yaitu metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Balok beton prategang dibuat secara *case in place* atau pengecoran ditempat. Metode pelaksanaan dari sistem pasca tarik yaitu :

1. Setelah kolom penumpu balok prategang selesai dicor, kemudian *scaffolding* diinstal beserta balok suri-suri sebagai penumpu bekisting balok prategang.



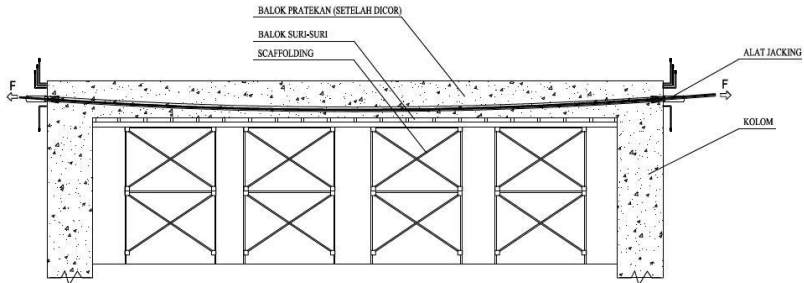
**Gambar 3. 8** Pemasangan *scaffolding* dan balok suri-suri

2. Membuat bekisting balok prategang yang sesuai dengan rencana letak komponen balok.
3. Tulangan balok prategang dan pipa selongsong tendon diinstal sesuai perencanaan, serta penulangan balok induk dipasang dengan memberi ruang untuk kemudahan pada proses *jacking*.
4. Sisa tulangan balok induk dicat terlebih dahulu menggunakan cat *epoxy* khusus besi dan menutupnya dengan plastik, agar sisa tulangan balok induk tersebut tidak berkarat.
5. Pada hubungan antara kolom dan balok prategang, panjang penyaluran tulangan diatur sedemikian rupa sesuai SNI 2847-2013 pasal 12.
6. Masukkan tendon baja (strand) kedalam pipa selongsong dan pasang *anchor* tendonnya.



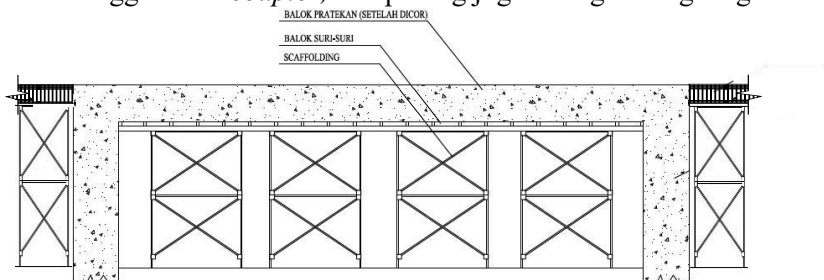
**Gambar 3. 9** Pemasangan bekisting, pipa selongsong dan tendon balok prategang

7. Beton dicor kedalam bekisting balok prategang.
8. Setelah balok prategang mengeras, pasang *head anchor* kemudian dilanjutkan proses *jacking* pada kedua ujung tendon yang telah terpasang. Setelah itu potong kelebihan tendon baja.



**Gambar 3. 10** Proses jacking balok prategang

9. Pasang *anchor grout cap* dan dilanjutkan proses *grouting*.
10. Tahap selanjutnya yakni bersihkan balok beton prategang yang sudah mengeras dan usahakan agar lembab.
11. Olesilah sambungan beton yang sudah dibersihkan dengan lem beton (Calbond) lalu pasang bekisting untuk balok induk.
12. Luruskan tulangan balok induk, lalu sambung tulangan tersebut menggunakan *coupler*, dan pasang juga tulangan sengkang.



**Gambar 3. 11** Penulangan Balok induk

13. Lalu cor balok induk.

## BAB IV PRELIMINARY DESIGN

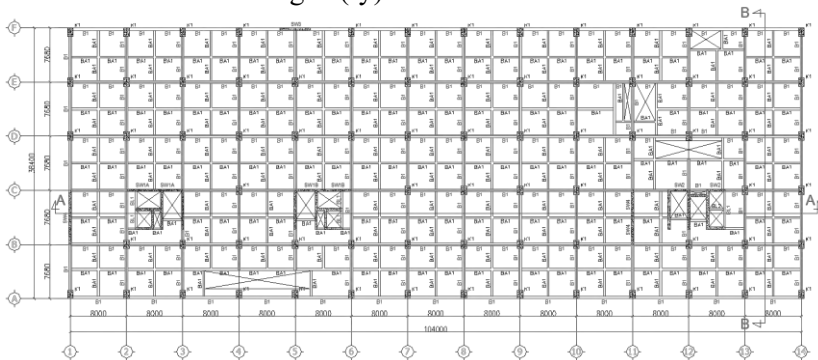
### 4.1. Preliminary Design

*Preliminary design* merupakan tahapan dalam menentukan ukuran dimensi awal dari bagian-bagian struktur bangunan sesuai dengan persyaratan yang ditetapkan pada SNI 2847-2013.

#### 4.1.1. Data Perencanaan Modifikasi

Data Perencanaan gedung *My Tower* Surabaya yang akan dimodifikasi adalah :

Nama gedung	: <i>My Tower</i> Surabaya
Tipe Bangunan	: Apartemen dan hotel
Jumlah lantai	: 20 lantai
Tinggi bangunan	: 82,55m
Struktur bangunan	: Beton bertulang
Sistem struktur	: Sistem ganda
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 30 MPa
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa



**Gambar 4. 1** Denah rencana balok, kolom dan *shearwall*

#### 4.2. Perencanaan Dimensi Balok

Penentuan dimensi tinggi balok minimum ( $h_{\min}$ ) dihitung berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.5.2 tabel 9.5(a)

$$h_{\min} = \frac{1}{16} x l \text{ (untuk balok induk)}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{21} x l \text{ (untuk balok anak)}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{8} x l \text{ (untuk balok kantilever)}$$

Untuk selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$

Lebar balok minimum ( $b_{\min}$ ) diambil sebesar :

$$b_{\min} = \frac{2}{3} x h_{\min}$$

Dimana :

$b_{\min}$  = lebar balok

$h_{\min}$  = tinggi balok

$l$  = panjang bentang balok

#### Dimensi Balok Induk

Perencanaan dimensi balok induk pada gedung *My Tower* Surabaya dapat ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 4. 1** Dimensi balok induk

Kode Balok Induk	Panjang Bentang (l) (mm)	$h_{\min}$ (mm)	$b_{\min}$ (mm)	$h_{\text{pakai}}$ (mm)	$b_{\text{pakai}}$ (mm)	Dimensi (mm)
B1	8000	500	333.33	700	350	350/700
	7680	480	320.00	700	350	350/700

### Dimensi Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak pada gedung *My Tower* Surabaya dapat ditabelkan sebagai berikut :

**Tabel 4. 2** Dimensi balok anak

Kode Balok Anak	Panjang Bentang (l) (mm)	h <sub>min</sub> (mm)	b <sub>min</sub> (mm)	h <sub>pakai</sub> (mm)	b <sub>pakai</sub> (mm)	Dimensi (mm)
BA1	8000	380.95	253.97	500	250	250/500
	7680	365.71	243.81	500	250	250/500

Adapun perencanaan dimensi sloof induk maupun sloof anak mengikuti ukuran balok induk maupun balok anak.

### 4.3. Perencanaan Dimensi Pelat

#### 4.3.1. Dasar PerencanaanTebal Pelat

Penentuan tebal pelat minimum berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.2 tabel 9.5(c) dan pasal 9.5.3.3

Untuk pelat minimum dengan balok yang membentang diantara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya,  $h$ , harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Untuk  $\alpha_m \leq 0,2$  harus menggunakan SNI 2847-2013 pasal 9.5.3.2 dan tidak boleh kurang dari nilai berikut :
  - Tebal pelat tanpa panel drop  $h = 125 \text{ mm}$
  - Tebal pelat dengan panel drop  $h = 100 \text{ mm}$
- Untuk  $0,2 \leq \alpha_m \leq 2$  ketebalan pelat minimum harus memenuhi

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0,2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 125 \text{ mm}$$

- Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 90 \text{ mm}$$

## **BAB V**

### **PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER**

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai dan atap, balok anak, balok lift serta tangga.

#### **5.1. Perencanaan Pelat**

Pada gedung apartemen *My Tower* Surabaya ini direncanakan lima jenis pelat lantai berdasarkan beban hidup maupun tebal pelat, yaitu lantai dasar area parkir, pelat lantai area parkir lantai 1, pelat lantai 2 – lantai 5, pelat lantai 6 – lantai atap.

##### **5.1.1. Data Perencanaan Pelat**

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat bak untuk pelat atap, lantai ataupun pelat parkir. Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary design sebagai berikut :

Mutu beton	: 30 MPa
Mutu baja	: 400 MPa
Tebal pelat lantai dasar – lantai 5	: 15 cm
Tebal pelat lantai 6 – lantai atap	: 12 cm
Diameter tulangan rencana	: 10 mm (ulir)

##### **5.1.2. Pembebanan Pelat**

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Beban mati dan beban hidup berdasarkan pada PPIUG 1983 tabel 2.1 dan tabel 3.1

## 1. Pelat lantai dasar area parkir

**Tabel 5. 1** Beban mati pelat lantai dasar area parkir

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0.15	2400	-	1	360
Spesi 2 cm			21	1	21
				qD =	381

Beban hidup ( $q_L$ ) pelat lantai dasar area parkir dipakai sebesar 800 kg/m<sup>2</sup>. Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= (1,2 \times 381) + (1,6 \times 800) \\
 &= 1737,2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

## 2. Pelat lantai area parkir lt. 1

**Tabel 5. 2** Beban mati pelat area parkir lantai 1

Jenis beban	Tebal (m)	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Jumlah	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri pelat	0.15	2400	-	1	360
Spesi 2 cm			21	2	42
Penggantung			7	1	7
Plafond			11	1	11
Plumbing			10	1	10
Ducting			20	1	20
ME			8	1	8
				qD =	458

Beban hidup ( $q_L$ ) pelat lantai area parkir lantai 1 dipakai sebesar 400 kg/m<sup>2</sup>. Kombinasi pembebanan yang digunakan :

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\
 &= (1,2 \times 458) + (1,6 \times 400) \\
 &= 1189,6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$



**Tabel 5. 8** Perhitungan momen nominal pada penulangan pelat

No.	Tipe Pelat	tebal (mm)	decking	fc' (Mpa)	fy (Mpa)	qd (kg/m2)	ql (kg/m2)	qu (kg/m2)	ly (m)	lx (m)	ly/lx	koef		Mu (kg-m)	Mn (N-mm)
1	Pelat Parkir Lantai Dasar	150	20	30	400	381	800	1737.2	3.90	3.70	1.05	42	Mlx	998.86	11,098,391.73
		150	20	30	400	381	800	1737.2	3.90	3.70	1.05	37	Mly	879.94	9,777,154.62
		150	20	30	400	381	800	1737.2	3.90	3.70	1.05	42	Mtx	998.86	11,098,391.73
		150	20	30	400	381	800	1737.2	3.90	3.70	1.05	37	Mty	879.94	9,777,154.62
2	Pelat Parkir Lantai 1	150	20	30	400	458	400	1189.6	3.90	3.70	1.05	42	Mlx	684.00	7,599,957.87
		150	20	30	400	458	400	1189.6	3.90	3.70	1.05	37	Mly	602.57	6,695,200.98
		150	20	30	400	458	400	1189.6	3.90	3.70	1.05	42	Mtx	684.00	7,599,957.87
		150	20	30	400	458	400	1189.6	3.90	3.70	1.05	37	Mty	602.57	6,695,200.98
3	Pelat Lantai 2 - Lantai 4	150	20	30	400	482	250	978.4	3.90	3.70	1.05	42	Mlx	562.56	6,250,671.47
		150	20	30	400	482	250	978.4	3.90	3.70	1.05	37	Mly	495.59	5,506,543.91
		150	20	30	400	482	250	978.4	3.90	3.70	1.05	42	Mtx	562.56	6,250,671.47
		150	20	30	400	482	250	978.4	3.90	3.70	1.05	37	Mty	495.59	5,506,543.91
4	Pelat Lantai 5 Taman	150	20	30	400	482	600	1538.4	3.90	3.70	1.05	42	Mlx	884.55	9,828,324.80
		150	20	30	400	482	600	1538.4	3.90	3.70	1.05	37	Mly	779.25	8,658,286.13
		150	20	30	400	482	600	1538.4	3.90	3.70	1.05	42	Mtx	884.55	9,828,324.80
		150	20	30	400	482	600	1538.4	3.90	3.70	1.05	37	Mty	779.25	8,658,286.13
5	Pelat Lantai 5 Swimming Pool	150	20	30	400	482	1200	2498.4	3.90	3.70	1.05	42	Mlx	1,436.53	15,961,444.80
		150	20	30	400	482	1200	2498.4	3.90	3.70	1.05	37	Mly	1,265.51	14,061,272.80
		150	20	30	400	482	1200	2498.4	3.90	3.70	1.05	42	Mtx	1,436.53	15,961,444.80
		150	20	30	400	482	1200	2498.4	3.90	3.70	1.05	37	Mty	1,265.51	14,061,272.80
6	Pelat Lantai 6 - Lantai 20	120	20	30	400	410	250	892	3.90	3.70	1.05	42	Mlx	512.88	5,698,690.67
		120	20	30	400	410	250	892	3.90	3.70	1.05	37	Mly	451.82	5,020,275.11
		120	20	30	400	410	250	892	3.90	3.70	1.05	42	Mtx	512.88	5,698,690.67
		120	20	30	400	410	250	892	3.90	3.70	1.05	37	Mty	451.82	5,020,275.11
7	Pelat Lantai Atap	120	20	30	400	352	100	582.4	3.90	3.70	1.05	42	Mlx	334.87	3,720,759.47
		120	20	30	400	352	100	582.4	3.90	3.70	1.05	37	Mly	295.00	3,277,811.91
		120	20	30	400	352	100	582.4	3.90	3.70	1.05	42	Mtx	334.87	3,720,759.47
		120	20	30	400	352	100	582.4	3.90	3.70	1.05	37	Mty	295.00	3,277,811.91

Tabel 5. 9 Perhitungan penulangan pelat

No.	Tipe Pelat	Diameter Tulangan	d eff (mm)	Rn	pb	m	pmax	pmin	pperlu	ppakai	As perlu (mm2)	Diperlukan Tulangan	Dipasang Tulangan	Cek Jarak Tulangan	Pelat Tipe
1	Pelat Parkir Lantai Dasar	12	124	0.7218	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0018	0.0020	248.00	D12 - 456	D12 - 200	OK	A
		12	112	0.7794	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0020	0.0020	224.00	D12 - 505	D12 - 200	OK	
		12	124	0.7218	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0018	0.0020	248.00	D12 - 456	D12 - 200	OK	
		12	112	0.7794	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0020	0.0020	224.00	D12 - 505	D12 - 200	OK	
2	Pelat Parkir Lantai 1	10	125	0.4864	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0012	0.0020	250.00	D10 - 314	D10 - 150	OK	B
		10	115	0.5063	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0013	0.0020	230.00	D10 - 341	D10 - 150	OK	
		10	125	0.4864	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0012	0.0020	250.00	D10 - 314	D10 - 150	OK	
		10	115	0.5063	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0013	0.0020	230.00	D10 - 341	D10 - 150	OK	
3	Pelat Lantai 2 - Lantai 4	10	125	0.4000	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0010	0.0020	250.00	D10 - 314	D10 - 200	OK	C
		10	115	0.4164	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0010	0.0020	230.00	D10 - 341	D10 - 200	OK	
		10	125	0.4000	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0010	0.0020	250.00	D10 - 314	D10 - 200	OK	
		10	115	0.4164	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0010	0.0020	230.00	D10 - 341	D10 - 200	OK	
4	Pelat Lantai 5 Taman	12	124	0.6392	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0016	0.0020	248.00	D12 - 456	D12 - 200	OK	A
		12	112	0.6902	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0017	0.0020	224.00	D12 - 505	D12 - 200	OK	
		12	124	0.6392	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0016	0.0020	248.00	D12 - 456	D12 - 200	OK	
		12	112	0.6902	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0017	0.0020	224.00	D12 - 505	D12 - 200	OK	
5	Pelat Lantai 5 Swimming Pool	12	124	1.0381	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0027	0.0027	328.63	D12 - 344	D12 - 200	OK	A
		12	112	1.1210	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0029	0.0029	321.09	D12 - 352	D12 - 200	OK	
		12	124	1.0381	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0027	0.0027	328.63	D12 - 344	D12 - 200	OK	
		12	112	1.1210	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0029	0.0029	321.09	D12 - 352	D12 - 200	OK	
6	Pelat Lantai 6 - Lantai 20	10	95	0.6314	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0016	0.0020	190.00	D10 - 413	D10 - 200	OK	D
		10	85	0.6948	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0018	0.0020	170.00	D10 - 462	D10 - 200	OK	
		10	95	0.6314	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0016	0.0020	190.00	D10 - 413	D10 - 200	OK	
		10	85	0.6948	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0018	0.0020	170.00	D10 - 462	D10 - 200	OK	
7	Pelat Lantai Atap	10	95	0.4123	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0010	0.0020	190.00	D10 - 413	D10 - 200	OK	D
		10	85	0.4537	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0011	0.0020	170.00	D10 - 462	D10 - 200	OK	
		10	95	0.4123	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0010	0.0020	190.00	D10 - 413	D10 - 200	OK	
		10	85	0.4537	0.0325	15.69	0.0244	0.0020	0.0011	0.0020	170.00	D10 - 462	D10 - 200	OK	

## 5.2. Perencanaan Tangga

### 5.2.1 Data Perencanaan

Tinggi lantai	: 320 cm
Tinggi bordes	: 160 cm
Tinggi tanjakan (t)	: 18 cm
Jumlah tanjakan	: 18 buah
Lebar injakan (i)	: 28 cm
Lebar tangga	: 138 cm
Tebal pelat tangga (tp)	: 15 cm
Tebal pelat bordes	: 15 cm
Lebar bordes	: 160 cm
Panjang horizontal pelat tangga	: 252 cm
Kemiringan ( $\alpha$ )	: $36^\circ$

Cek persyaratan :

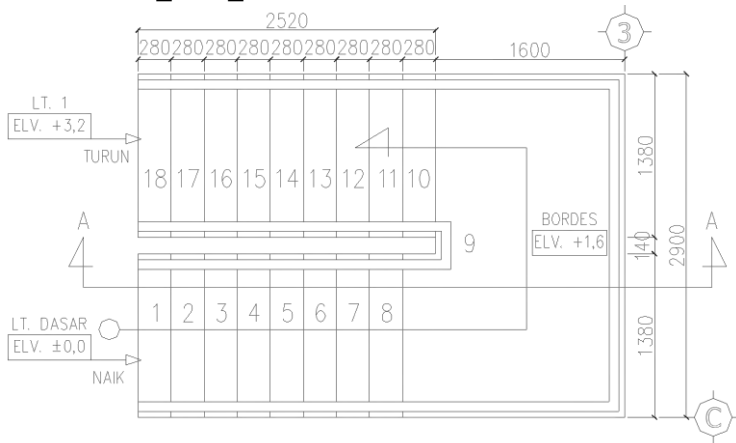
a.  $60 \leq (2t + i) \leq 65$

$$60 \leq (2 \times 18) + \leq 65$$

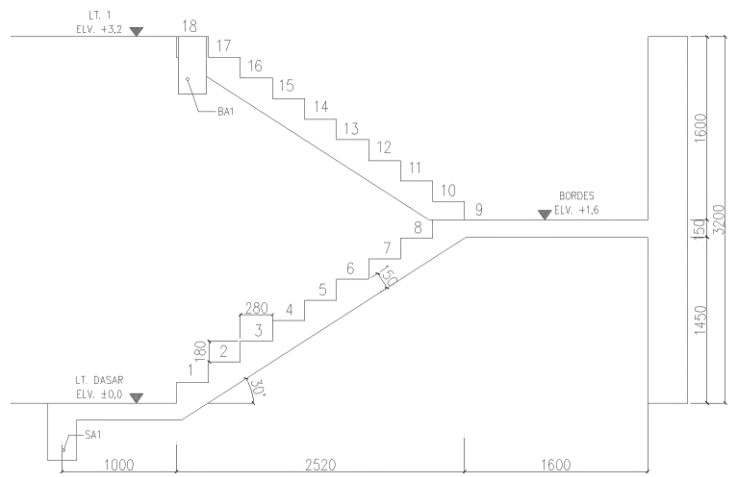
$$60 \leq 64 \leq 65$$

b.  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$

$$25^\circ \leq 36^\circ \leq 40^\circ$$



**Gambar 5. 2** Denah tangga



Gambar 5. 3 Tampak Samping

5.2.2 Pembebanan Tangga  
Beban mati (DL)

Perhitungan beban mati untuk pelat tangga dan pelat bordes dapat dilihat pada tabel 5.7 dan tabel 5.8 berikut :

Tabel 5. 10 Pembebanan mati pelat tangga

Jenis Beban	Tebal (m)	Bv (kg/m³)	Bj (kg/m²)	Jumlah	Berat (kg/m²)
Berat pelat	0.15	400 / cos 30°			415.692
Tegel			24		24
Spesi 2 cm			21	2	42
Railling			10		10

Tabel 5. 11 Pembebanan mati pelat bordes

Jenis Beban	Tebal (m)	Bv (kg/m³)	Bj (kg/m²)	Jumlah	Berat (kg/m²)
Berat pelat	0.15	2400			360
Tegel			24		24
Spesi 2 cm			21	2	42
Railling			10		10
Total =					436

### Beban hidup (LL)

Beban hidup pada tangga berdasarkan PPIUG diambil sebesar  $300 \text{ kg/m}^2$ .

- Kombinasi pembebanan untuk pelat tangga

$$q = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$q = (1,2 \times 491,692) + (1,6 \times 300) = 1.070,03 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ untuk lebar per satu meter} = 1.070,03 \times 1 = 1.070,03 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi pembebanan untuk pelat bordes

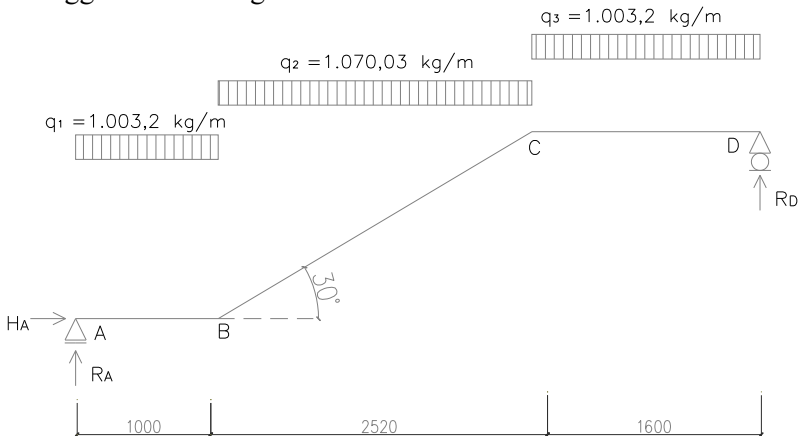
$$q = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$q = (1,2 \times 436) + (1,6 \times 300) = 1.003,2 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ untuk lebar per satu meter} = 1.003,2 \times 1 = 1.003,2 \text{ kg/m}^2$$

### 5.2.3 Analisis Struktur Tangga

Analisis struktur tangga menggunakan perhitungan statis tertentu dengan mengasumsikan perletakan tangga – bordes sebagai perletakan sendi – sendi, dimana pemodelan struktur tangga adalah sebagai berikut :



**Gambar 5. 4** Pemodelan struktur tangga

## a. Perhitungan reaksi perletakan

$$\sum M_A = 0$$

$$(R_D \times 4,8) - (q_3 \times L_{CD} \times L_{AC} + \frac{1}{2} L_{CD}) - (q_2 \times L_{BC} \times L_{AB} + \frac{1}{2} L_{BC}) - (q_1 \times L_{AB} \times \frac{1}{2} L_{AB}) = 0$$

$$R_D = \frac{(1003,2 \times 1,6 \times 4) + (1070,03 \times 2,52 \times 2,1) + (1003,2 \times 1 \times 0,5)}{4,8}$$

$$R_D = 2.472 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\sum M_D = 0$$

$$(R_A \times 4,8) - (q_1 \times L_{AB} \times L_{BD} + \frac{1}{2} L_{AB}) - (q_2 \times L_{BC} \times L_{CD} + \frac{1}{2} L_{BC}) - (q_3 \times L_{CD} \times \frac{1}{2} L_{CD}) = 0$$

$$R_A = \frac{(1003,2 \times 1 \times 4,3) + (1070,03 \times 2,52 \times 2,7) + (1003,2 \times 1 \times 0,8)}{4,8}$$

$$R_A = 2.490 \text{ kg } (\uparrow)$$

## b. Kontrol

$$\sum V = 0$$

$$R_A + R_D - (q_1 \times L_{AB}) - (q_2 \times L_{BC}) - (q_3 \times L_{CD}) = 0$$

$$2.490 + 2472 - (1.003,2 \times 1) - (1.070,03 \times 2,2) - (1.003,2 \times 1,6) = 0 \rightarrow 0 = 0 \text{ (OK)}$$

## c. Gaya dalam

- Bidang D

$$D_A = R_A = 2.940 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} D_{Bkiri} &= D_A - (q_1 \times L_{AB}) \\ &= 2.940 - (1.003,20 \times 1) \\ &= 1.936,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{Bkanan} &= (D_{Bkiri}) \times \cos \alpha \\ &= 1.936,8 \times \cos 30^\circ \\ &= 1.677,32 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{Ckiri} &= D_{Bkanan} - (q_2 \times L_{BC} \times \cos \alpha) \\ &= 1.677,32 - (1.070,03 \times 2,52 \times \cos 30^\circ) \\ &= -361,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_{Dkanan} &= -R_D \\ &= -2.472 \text{ kg} \end{aligned}$$

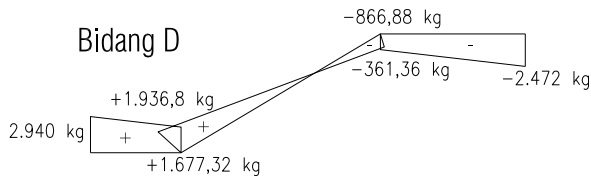
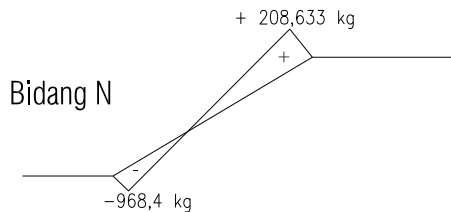
$$\begin{aligned}
 D_{\text{Ckanan}} &= D_{\text{Dkanan}} + (q_3 \times L_{\text{CD}}) \\
 &= -2.472 + (1.003,20 \times 1,6) \\
 &= -866,88 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

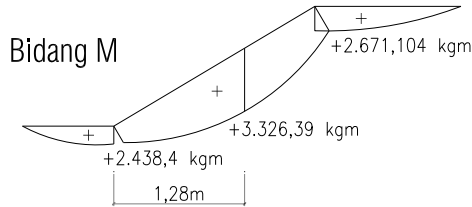
- Bidang N

$$\begin{aligned}
 N_{\text{A-Bkiri}} &= 0 \text{ kg} \\
 N_{\text{Bkanan}} &= (-R_{\text{A}} + (q_1 \times L_{\text{AB}})) \times \sin \alpha \\
 &= (-2.940 + (1.003,20 \times 1)) \times \sin 30^\circ \\
 &= -968,4 \text{ kg} \\
 N_{\text{Ckiri}} &= N_{\text{Bkanan}} + (q_2 \times L_{\text{BC}} \times \sin \alpha) \\
 &= -968,4 + (1.070,03 \times 2,52 \times \sin 30^\circ) \\
 &= 208,633 \text{ kg} \\
 N_{\text{Ckanan-D}} &= 0 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Bidang M

$$\begin{aligned}
 M_{\text{A}} &= 0 \text{ kgm} \\
 M_{\text{B}} &= (R_{\text{A}} \times L_{\text{AB}}) - (q_1 \times \frac{1}{2} \times L_{\text{AB}} \times L_{\text{AB}}) \\
 &= (2.940 \times 1) - (1.003,20 \times \frac{1}{2} \times 1 \times 1) \\
 &= 2.438,4 \text{ kgm} \\
 M_{\text{maks}} &= 3.326,39 \text{ kgm} \\
 M_{\text{C}} &= (R_{\text{D}} \times L_{\text{CD}}) - (q_1 \times \frac{1}{2} \times L_{\text{CD}} \times L_{\text{CD}}) \\
 &= (2.472 \times 1,6) - (1.003,20 \times \frac{1}{2} \times 1,6 \times 1,6) \\
 &= 2.671,104 \text{ kgm} \\
 M_{\text{D}} &= 0 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$





**Gambar 5.5** Gaya dalam tangga

#### 5.2.4 Penulangan Pelat Tangga

Lebar tangga (Lx)	: 290 cm
Panjang tangga (Ly)	: 385 cm
Tebal pelat (hf)	: 15 cm
Tebal decking (d')	: 2 cm
Diameter tulangan (Ø)	: 10 mm (ulir)
Mutu tulangan (fy)	: 400 MPa
Mutu beton (f'c)	: 30 MPa

Pada pasal 7.12.2.1 SNI 2847-2013 (a) bahwa slab yang menggunakan batang tulangan ulir mutu 280 atau 350 mempunyai rasio minimal sebesar 0,002.

Gaya dalam didapat dari pemodelan struktur tangga Mu sebesar 3.326,39 kgm = 33.263.900 Nmm

a. Perhitungan tulangan lentur pelat

$$d = h - d' - (\frac{1}{2} \times \varnothing) \\ = 150 - 20 - (\frac{1}{2} \times 10) = 125 \text{ mm}$$

- Koefisien tahanan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d_y^2} = \frac{33263900}{0,9 \times 1000 \times 125^2} = 2,365 \text{ MPa}$$

- Rasio tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Rn}{0,85 f'c}} \right) = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,365}{0,85 \times 30}} \right) = 0,006$$



- Rasio tulangan pakai

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,005 \text{ karena } \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{minimum}}$$

- Luas tulangan perlu

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{pakai}} \times 1000 \times d_x = 0,005 \times 1000 \times 125 = 625 \text{ mm}^2$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s_{\text{perlu}}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{625 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 9,8 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{9,8}{0,84} = 11,67$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (125 - 11,67)}{11,67} = 0,029 > \varepsilon_0 \quad (\text{OK})$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times (0,25 \times \pi \times \phi^2)}{A_{s_{\text{perlu}}}} = \frac{1000 \times (0,25 \times 3,14 \times 10^2)}{625} = 125,6 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

- Dipasang tulangan pelat lentur sebesar D10-100

b. Tulangan bagi pelat tangga

$$\text{Luas tulangan bagi} = 20\% \times A_{s_{\text{perlu}}} = 0,2 \times 625 \text{ mm}^2 = 125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Perhitungan tulangan} = (0,25 \times 3,14 \times 10^2) \times (1000 / 200) = 393 \text{ mm}^2$$

Jadi tulangan bagi yang digunakan Ø10-200

### 5.2.6 Penulangan Balok Bordes

#### a. Pembebanan

Pembebanan balok bordes terdiri dari komponen yang berada diatas pelat bordes ditambah berat tinggi setengah dinding yang berada di atas balok bordes, dan juga ditambahkan pula nilai reaksi perletakan akibat beban tangga yang bekerja terhadap pelat tangga dan pelat bordes pada perhitungan sebelumnya.

Direncanakan dimensi balok bordes :

$$h = \frac{l}{12} = \frac{290}{12} = 24,16 \approx 30 \text{ cm} \quad ; \quad b = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok bordes 15/30

Adapun untuk pembebanan beban mati (DL) balok bordes dapat dilihat pada tabel 5.9 berikut :

**Tabel 5. 12** Pembebanan mati balok bordes

Jenis Beban	Luas (m <sup>2</sup> )	Bv (kg/m <sup>3</sup> )	Bj (kg/m <sup>2</sup> )	Berat (kg/m <sup>2</sup> )
Berat sendiri balok	0.045	2400		108
Dinding tnggi 1,6 m			108	172.8
Total =				280.8

Kemudian untuk reaksi perletakan dari perhitungan pelat tangga sebelumnya diasumsikan menjadi beban merata, karena ada dua perletakan pada kanan kiri balok bordes maka nilai beban akibat reaksi perletakan adalah sebagai berikut :

$$R_A = (2.940 \text{ kg} \times 2) : 2,9 = 2.027,59 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (LL) diambil sebesar } 300\text{kg/m}^2 \times 2,9\text{m} = 870 \text{ kg/m}$$

Kombinasi beban yang digunakan :

$$q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + R_A = (1,2 \times 280,8) + (1,6 \times 870) + 2.027,59$$

$$q_u = 3.756,55 \text{ kg/m}$$

#### b. Penulangan lentur

$$\text{Dimensi balok} : (15 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$\text{Bentang (L)} : 290 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal decking (d')} : 30 \text{ mm}$$

Diameter tulangan ( $\emptyset$ )	: 19 mm (ulir)
Mutu tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 30 MPa

- Perhitungan momen yang terjadi pada daerah tumpuan dan lapangan, menurut PBI 1971 pasal 13.2 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Mu &= 1/12 \times q_u \times l^2 \\ &= 1/12 \times 3.756,55 \times 2,9^2 = 2.632,72 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Momen nominal tumpuan dan lapangan yang terjadi  
Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 2847-2013 pasal 9.3.2.2 sebesar 0,9

$$Mn = Mu / \phi = 2.632,72 / 0,9 = 2.925,24 \text{ kgm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal  
 $d = hf - d' - \emptyset_s - (0,5 \times \emptyset) = 300 - 30 - 10 - (0,5 \times 19) = 251 \text{ mm}$

- Koefisien tahanan

$$Rn = \frac{Mn}{\phi \times b \times d^2} = \frac{2.925,24 \times 10^4}{0,9 \times 150 \times 251^2} = 3,45 \text{ MPa}$$

- Rasio luas tulangan perlu

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'_c}} \right) = \frac{0,85 \times 30}{400} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,45}{0,85 \times 30}} \right) = 0,009$$

- Rasio luas tulangan minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,003$$

- Rasio luas tulangan minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Rasio luas tulangan pakai

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,009 > \rho_{\text{minimum}}$$

- Luas tulangan perlu

$$As = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d = 0,009 \times 150 \times 251 = 342,77 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan pasang

$$n = \frac{As}{0,25 \times 3,14 \times \varnothing^2} = \frac{342,77}{0,25 \times 3,14 \times 19^2} = 2 \text{ buah}$$

- Luas tulangan pasang

$$As_{\text{pasang}} = n \times 0,25 \times 3,14 \times \varnothing^2 = 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2 = 567,06 \text{ mm}^2$$

- Kontrol spasi tulangan

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times d') - \varnothing_s - (n \times \varnothing)}{n - 1} = \frac{150 - (2 \times 30) - 10 - (2 \times 19)}{2 - 1} = 42 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} = 42 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As_{\text{pasang}} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{342,77 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 150)} = 35,8 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{35,8}{0,84} = 42,62$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (251 - 42,62)}{42,62} = 0,01 > \varepsilon_0 \quad (\text{OK})$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$Mn_{\text{rencana}} = As_{\text{pasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn_{rencana} = 567,06 \times 400 \times \left( 251 - \frac{42,62}{2} \right) \times 10^{-4} = 5.177,52 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi Mn_{rencana} = 0,9 \times 5.177,52 = 4.659,77 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi Mn_{rencana} > Mu \rightarrow 4.659,77 \text{ kgm} > 2.632,72 \text{ kgm} \quad (\text{OK})$$

### c. Penulangan geser

Diameter sengkang ( $\emptyset$ s) : 10 mm (polos)

Jumlah kaki : 2 kaki

Faktor reduksi geser  $\phi$  : 0,75

- Gaya geser ultimit

$$Vu = \frac{1}{2} \times qU \times L = \frac{1}{2} \times 3.756,55 \times 2,9 = 5.447 \text{ kg}$$

- Gaya geser beton

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 150 \times 251 = 3.960,75 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$Vs_{\min} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 150 \times 251 = 1.252,5 \text{ kg}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. Vu \leq 0,5 \times \phi \times Vc$$

$$5.447 \text{ kg} \leq 0,5 \times 0,75 \times 3.960,75 \text{ kg}$$

$$5.447 \text{ kg} > 1.485,28 \text{ kg} \quad (\text{Tidak OK})$$

$$2. 0,5 \times \phi \times Vc < Vu \leq \phi \times Vc$$

$$1.485,28 \text{ kg} < 5.447 \text{ kg} \leq 0,75 \times 3.960,75 \text{ kg}$$

$$1.485,28 \text{ kg} < 5.447 \text{ kg} > 2.970,56 \text{ kg} \quad (\text{Tidak OK})$$

$$3. \phi \times Vc < Vu \leq \phi \times (Vc + Vs_{\min})$$

$$2.970,56 \text{ kg} < 5.447 \text{ kg} \leq 0,75 \times (3.960,75 \text{ kg} + 1.252,5 \text{ kg})$$

$$2.970,56 \text{ kg} < 5.447 \text{ kg} > 3.909,94 \text{ kg} \quad (\text{Tidak OK})$$

$$4. \phi \times (Vc + Vs_{\min}) < Vu \leq \phi \times (Vc + \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b \times d)$$

$$3.909,94 < 5.447 \leq 0,75 \times (3.960,75 + \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 150 \times 251)$$

$$3.909,94 \text{ kg} < 5.447 \text{ kg} < 62.500,44 \text{ kg} \quad (\text{memenuhi})$$

- Gaya geser pada daerah tumpuan dan lapangan

$$V_u = 241,92 \text{ kg}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b x d = \frac{1}{6} \sqrt{30} x 200 x 354 = 7.452,43 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} b x d = \frac{1}{3} x 200 x 354 = 2.356,67 \text{ kg}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. V_u \leq 0,5 x \phi x V_c$$

$$241,92 \text{ kg} \leq 0,5 x 0,75 x 7.452,43 \text{ kg}$$

$$241,92 \text{ kg} < 2.794,66 \text{ kg} \quad (\text{memenuhi})$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{\text{jumlah kaki} x 0,25 x 3,14 x \phi^2 x f_y}{b}$$

$$= \frac{2 x 0,25 x 3,14 x 10^2 x 240}{200} = 189 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum sengkang, SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.4

$$S_{\text{maks}} = d/2 = 354/2 = 177 \text{ mm}$$

Jadi dipakai diameter tulangan sengkang daerah tumpuan dan lapangan Ø10-150

#### 5.4. Perencanaan Sloof Anak (25/50)

Sloof anak adalah salah satu struktur sekunder yang memiliki peranan, yakni membagi beban yang diterima oleh sloof induk akibat beban pelat pada sloof yang bentangnya relatif panjang, sehingga mampu memperkecil lendutan pada pelat. Beban yang bekerja pada sloof anak adalah berat sendiri sloof ditambah dengan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup diatasnya).

### 5.4.1 Penulangan Lentur

Dimensi balok : (25 x 50) cm<sup>2</sup>

Bentang (L) : 800 cm

Tebal decking (d') : 30 mm

Diameter tulangan (Ø) : 19 mm (ulir)

Mutu tulangan (fy) : 400 MPa

Mutu beton (f'c) : 30 MPa

- Nilai momen ultimit didapat dari output SAP2000 dengan kombinasi 1,2DL+1,6LL yang maksimum

$$Mu = 13.936,94 \text{ kgm}$$

- Momen nominal yang terjadi

Faktor reduksi geser  $\phi$  menurut SNI 2847-2013 pasal 9.3.2.2 sebesar 0,9

$$Mn = Mu / \phi = 13.936,94 / 0,9 = 15.485,48 \text{ kgm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke pusat tulangan tarik longitudinal  
 $d = hf - d' - \phi_s - (0,5 \times \phi) = 500 - 30 - 10 - (0,5 \times 19) = 451 \text{ mm}$

- Koefisien tahanan

$$Rn = \frac{Mn}{\phi x b x d^2} = \frac{15.485,48 \times 10^4}{0,9 \times 250 \times 451^2} = 3,391 \text{ MPa}$$

- Rasio luas tulangan perlu

$$\rho_{perlu} = \frac{0,85 f'c}{fy} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x Rn}{0,85 x f'c}} \right) = \frac{0,85 \times 30}{400} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,391}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0091$$

- Rasio luas tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0034$$

- Rasio luas tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Rasio luas tulangan pakai

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0091 > \rho_{\text{minimum}}$$

- Luas tulangan perlu

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d = 0,0091 \times 250 \times 451 = 1.028,5 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan pasang

$$n = \frac{A_s}{0,25 \times 3,14 \times \emptyset^2} = \frac{1.028,5}{0,25 \times 3,14 \times 19^2} = 4 \text{ buah}$$

- Luas tulangan pasang

$$A_s = n \times 0,25 \times 3,14 \times \emptyset^2 = 4 \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2 = 1.134,11 \text{ mm}^2$$

- Kontrol spasi tulangan

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times d') - \emptyset_s - (n \times \emptyset)}{n - 1} = \frac{250 - (2 \times 30) - 10 - (4 \times 19)}{4 - 1} = 34,67 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maks}} = 34,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s \text{ pasang}} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1.134,11 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 250)} = 53,37 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,76$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{53,37}{0,76} = 69,83$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (451 - 69,83)}{69,83} = 0,016 > \epsilon_0 \quad (\text{OK})$$



Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat  $\phi$  lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai  $\phi$  sebesar 0,9.

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$Mn_{rencana} = As_{pasang} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1.134,11 \times 400 \times \left( 451 - \frac{53,37}{2} \right) \times 10^{-4} = 19.226,19 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi  
 $\phi Mn_{rencana} = 0,9 \times 19.226,19 = 17.302,58 \text{ kgm}$
- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit  
 $\phi Mn_{rencana} > Mu \rightarrow 17.302,58 \text{ kgm} > 13.936,94 \text{ kgm} \text{ (OK)}$

### c. Penulangan geser

Diameter sengkang ( $\emptyset_s$ ) : 10 mm (polos)  
 Jumlah kaki : 2 kaki  
 Faktor reduksi geser  $\phi$  : 0,75

- Gaya geser ultimit

$$Vu = \frac{1}{2} \times qU \times L = \frac{1}{2} \times 2.613,18 \times 8 = 10.452,7 \text{ kg}$$

- Gaya geser beton

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 250 \times 451 = 11.871,72 \text{ kg}$$

- Gaya geser minimum

$$Vs_{\min} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 250 \times 451 = 3.754,17 \text{ kg}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. Vu \leq 0,5 \times \phi \times Vc$$

$$10.452,7 \text{ kg} \leq 0,5 \times 0,75 \times 11.871,72 \text{ kg}$$

$$10.452,7 \text{ kg} > 4.451,89 \text{ kg} \text{ (Tidak OK)}$$

$$2. 0,5 \times \phi \times Vc < Vu \leq \phi \times Vc$$

$$4.451,89 \text{ kg} < 10.452,7 \text{ kg} \leq 0,75 \times 11.871,72 \text{ kg}$$

$$4.451,89 \text{ kg} < 10.452,7 \text{ kg} > 8.903,79 \text{ kg} \text{ (Tidak OK)}$$

$$3. \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{s_{\min}})$$

$$8.903,79 \text{ kg} < 10.452,7 \text{ kg} \leq 0,75 \times (11.871,72 \text{ kg} + 3.754,17 \text{ kg})$$

$$8.903,79 \text{ kg} < 10.452,7 \text{ kg} > 11.719,42 \text{ kg} \quad (\text{memenuhi})$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{\text{jumlah kaki} \times 0,25 \times 3,14 \times \phi s^2 \times f_y}{b}$$

$$= \frac{2 \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times 240}{250} = 151 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum sengkang berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.5.3 yakni :  $S_{\text{maks}} = d/4 = 451/4 = 112,75 \text{ mm}$  (tumpuan) dan  $S_{\text{maks}} = d/2 = 451/2 = 225 \text{ mm}$  (lapangan). Jadi dipakai diameter tulangan sengkang Ø10-100 (tumpuan) , Ø10-150 (lapangan).

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB VI**

### **PEMBEBANAN DAN ANALISIS GEMPA**

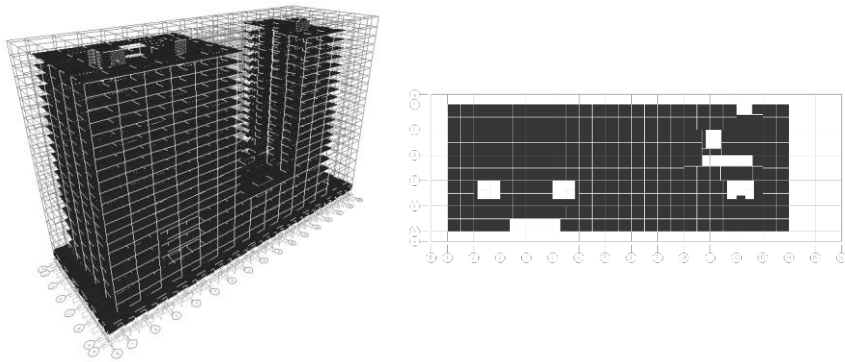
#### **6.1. Umum**

Perencanaan pembebanan terdiri dari beban gravitasi dan beban gempa. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727-2013 dan beban gempa rencana yang digunakan sesuai peraturan gempa SNI 1726-2012. Dalam hal ini beban gempa rencana dicek terhadap control nilai gaya geser dasar (*base shear*), waktu getar alami fundamental ( $T$ ), rasio partisipasi massa, dan simpangan (*drift*).

#### **6.2. Data Perencanaan**

Data perencanaan Gedung My Tower Surabaya adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'c$ )	: 30 MPa dan 40 MPa
Mutu baja tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Fungsi bangunan	: Hotel dan apartemen
Tinggi total bangunan	: +82,55 m
Jumlah tingkat	: 20 lantai
Tinggi tiap tingkat	
Lantai dasar	: 3 m
Lantai 1	: 3,2 m
Lantai 2-5	: 5 m
Lantai 6-20	: 3,4 m
Dimensi balok induk	: 35 cm x 70 cm
Dimensi balok anak	: 25 cm x 50 cm
Dimensi kolom	: 80 cm x 120 cm



**Gambar 6. 1** Pemodelan 3D Struktur Gedung

### 6.3. Kontrol antara Berat Struktur Manual dengan Base Shear

Perhitungan beban mati dan beban hidup gedung My Tower Surabaya pada masing-masing lantai.

**Tabel 6. 1** Berat struktur manual lantai dasar

KODE	DIMENSI m <sup>2</sup>		BENTANG m	BERAT JENIS ton/m <sup>3</sup>	BERAT ton
S1	0.35	0.7	1104.21	2.4	649.27
SA1	0.25	0.5	988.74	2.4	296.62
BL1	0.25	0.35	50.28	2.4	10.56
BL2	0.2	0.4	4.95	2.4	0.95
BB	0.15	0.3	5.78	2.4	0.62
B1 RAMP	0.35	0.7	69.68	2.4	40.97
BA1 RAMP	0.25	0.5	79.01	2.4	23.70
K1	0.8	1.2	424.20	2.4	977.36
KODE	LUAS m <sup>2</sup>		TEBAL m	BERAT JENIS ton/m <sup>3</sup>	BERAT ton
PELAT TANGGA	37.35		0.15	2.4	13.44
PELAT LANTAI SM	4187.40		0.15	2.4	1507.46
PELAT SHEARWALL	515.04		0.35	2.4	432.63
PELAT DASAR SHEARWALL	133.93		0.2	2.4	64.29

KODE	LUAS m <sup>2</sup>	TEBAL m	BERAT JENIS ton/m <sup>3</sup>	BERAT ton
PELAT TANGGA	54.58	0.15	2.4	19.65
PELAT LANTAI	2372.31	0.12	2.4	683.2263
PELAT SHEARWALL	354.80	0.35	2.4	298.0339
KODE	BEBAN (ton/m <sup>2</sup> )	Tinggi m	Bentang m	BERAT ton
B. TEMBOK	0.108	3.35	768.592	278.077
KODE	BEBAN (ton/m <sup>2</sup> )	Luas m <sup>2</sup>		BERAT ton
B. MATI LANTAI	0.15	2372.31		355.85
B. HIDUP LANTAI	0.25	2372.31		593.08
KODE	BEBAN (ton/m <sup>2</sup> )	Luas m <sup>2</sup>		BERAT ton
B. MATI PELAT TANGGA	0.1	54.58		5.46
B. HIDUP PELAT TANGGA	0.3	54.58		16.37

**Σ = 46,091.752**

**Tabel 6. 8 Berat struktur manual lantai Atap**

KODE	DIMENSI m <sup>2</sup>		BENTANG m	BERAT JENIS ton/m <sup>3</sup>	BERAT ton
B1	0.35	0.7	744.26	2.4	437.62
BA1	0.25	0.5	599.75	2.4	179.92
BL1	0.25	0.5	50.277	2.4	15.08
BL2	0.2	0.4	4.95	2.4	0.95
KODE	LUAS m <sup>2</sup>		TEBAL m	BERAT JENIS ton/m <sup>3</sup>	BERAT ton
PELAT LANTAI ATAP	2506.55		0.12	2.4	721.89
PELAT SHEARWALL	330.545		0.35	2.4	277.66
KODE	BEBAN (ton/m <sup>2</sup> )		Luas m <sup>2</sup>		BERAT ton
B. MATI LANTAI ATAP	0.15		2506.55		375.98
B. HIDUP LANTAI ATAP	0.1		2506.55		250.66

**Σ = 2,259.764**

Berat total manual struktur = (7.875,13 + 3.332,187 + 5.425,07 +  
 5.277,137 + 5.214,080 + 5.389,739  
 + 46.091,752 + 2.259,764) ton  
 = 80.864,856 ton

Berikut hasil output SAP2000 berupa *base reactions (uncracked)* :

**Tabel 6. 9** Berat struktur output *base reactions* SAP2000

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
DEAD	LinStatic	-0.0004948	0.00005945	49987.525
DEAD++	LinStatic	-5.113E-05	0.00002847	14053.074
LIVE	LinStatic	-0.0002927	0.00003031	17416.581

Berat total *base shear* =  $(49.987,525 + 14.053,074 + 17.416,58)$  ton  
 = 81.457,181 ton

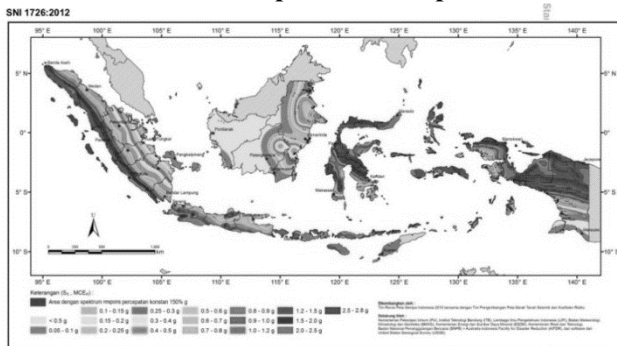
Adapun perhitungan kontrol rasio antara berat total *base shear* dengan berat total manual struktur yaitu :

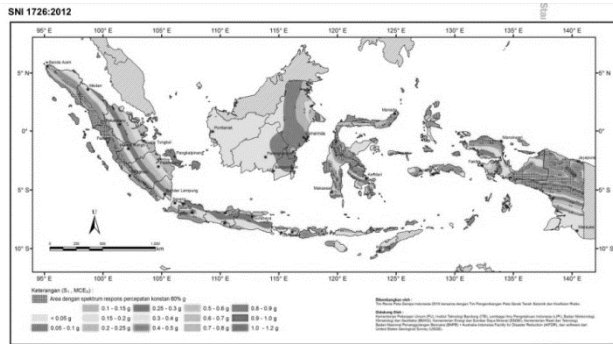
$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= \frac{\text{berat total base shear} - \text{berat total manual struktur}}{\text{berat total manual struktur}} \times 100\% \\ &= \frac{81.457,181 - 80.864,856}{80.864,856} \times 100\% = 0,732\% \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

## 6.4. Kategori Desain Seismik

Dalam menentukan desain seismic (KDS) pada pembangunan gedung My Tower Surabaya dapat diperoleh dari data tanah yang didapat. Langkah-langkah pengerjaannya adalah :

### 6.4.1 Menentukan Nilai Spektra Percepatan $S_s$ dan $S_1$





**Gambar 6. 3** S1, Respons spektral percepatan periode 1 detik

Berdasarkan gambar 6.2 dan 6.3 diatas, kota Surabaya memiliki respon spektra percepatan untuk periode pendek 0,2 detik didapat sebesar ( $S_s$ ) 0,663g, dan untuk periode 1 detik didapat sebesar ( $S_1$ ) 0,247g. Parameter spektrum respon percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan mengalikan koefisien  $F_a$  dan  $F_v$  dengan  $S_s$  dan  $S_1$  di batuan dasar, dituliskan dalam rumus sebagai berikut :

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(F_a \times S_s) \text{ dan } S_{D1} = \frac{2}{3}(F_v \times S_1)$$

Dimana :

$S_s$  = Nilai respon spektral percepatan untuk perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar

$S_1$  = Nilai respon spektra percepatan untuk perioda 1 detik di batuan dasar

$F_a$  = Koefisien perioda pendek 0,2 detik

$F_v$  = Koefisien perioda 1 detik

#### 6.4.2 Kategori Resiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa I<sub>e</sub>

Menurut SNI 1726-2012 pasal 4.1.2 berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan yaitu sebagai apartemen dan hotel, maka



bangunan masuk ke dalam kategori resiko II dan memiliki faktor keutamaan gempa  $I_e = 1$

#### 6.4.3 Koefisien Situs, $F_a$ dan $F_v$

Nilai  $F_a$  dan  $F_v$  dapat diambil dari website Puskim pada Desain Spektra Indonesia yaitu :

$$\begin{aligned} \text{Kelas situs} &= \text{SE} \\ S_s &= 0,663g \\ F_a &= 1,374 \\ \text{Kelas situs} &= \text{SE} \\ S_1 &= 0,247g \\ F_v &= 3,012 \end{aligned}$$

#### 6.4.4 Spektral Respon Percepatan $S_{DS}$ dan $S_{D1}$

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(1,374 \times 0,663) = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}(3,012 \times 0,24) = 0,469$$

Dari data yang telah didapat, maka kategori desain seismik gedung *My Tower* Surabaya dapat diketahui. Menurut SNI 1726-2012 pasal 6.5 kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik masuk kategori D sehingga berdasarkan pasal 7.2.2 untuk sistem ganda dengan pemikul momen khusus dan dinding geser beton bertulang khusus batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur adalah TB (tidak dibatasi) dan diperoleh nilai faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ ) = 7 , faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5,5 , dan faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) = 2,5

#### 6.5. Periode Fundamental Struktur ( $T$ )

SNI 1726-2012 pasal 7.8.2 menyebutkan bahwa penentuan periode fundamental struktur,  $T$ , diijinkan secara langsung menggunakan periode bangunan pendekatan,  $T_a$ , yang dihitung sesuai dengan pasal 7.8.2.1, dimana  $T_a$  dalam satuan detik untuk

struktur dinding geser batu bata atau beton diijinkan untuk ditentukan dari persamaan :  $T_a = \frac{0,0062h_n}{\sqrt{C_w}}$

Dimana  $h_n$  adalah ketinggian struktur dalam meter dari dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan  $C_w$  dihitung dari persamaan sebagai berikut :

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left( \frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Dimana :

$A_B$  : Luas dasar struktur, m<sup>2</sup>

$A_i$  : Luas badan dinding geser “i”, m<sup>2</sup>

$D_i$  : panjang dinding geser “i”, m

$h_i$  : tinggi dinding geser “i”, m

$x$  : jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$C_{wx} = \frac{100}{5.550} \times \left[ \left( \frac{82,55}{78,5} \right)^2 \frac{1,4}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{78,5}{4} \right)^2 \right]} + 2 \left( \frac{82,55}{82,55} \right)^2 \frac{5,46}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{82,55}{15,6} \right)^2 \right]} + \left( \frac{82,55}{82,55} \right)^2 \frac{3,654}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{82,55}{10,44} \right)^2 \right]} \right]$$

$$C_{wx} = 0,0094$$

$$C_{wy} = \frac{100}{5.550} \times \left[ 2 \left( \frac{82,55}{78,5} \right)^2 \frac{2,8}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{78,5}{8} \right)^2 \right]} + 2 \left( \frac{82,55}{82,55} \right)^2 \frac{4,925}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{82,55}{11,07} \right)^2 \right]} + \left( \frac{82,55}{82,55} \right)^2 \frac{5,83}{\left[ 1 + 0,83 \left( \frac{82,55}{16,65} \right)^2 \right]} \right]$$

$$C_{wy} = 0,01$$

$$T_{ax} = \frac{0,0062 \times 82,55}{\sqrt{0,0094}} = 5,27 \text{ detik}$$

$$T_{ay} = \frac{0,0062 \times 82,55}{\sqrt{0,01}} = 5,11 \text{ detik}$$

Untuk batasan perioda struktur menurut SNI 1726-2012 menyatakan nilai  $T < C_u \times T_a$ , nilai  $T$  didapat dari permodelan pada program SAP 2000 diperoleh 2,49 detik (tabel 6.11), sedangkan nilai  $C_u$  diperoleh dari pasal 7.8.2.1 sebesar 1,4 maka :

$$T < C_u \times T_a$$

$$2,49 \text{ detik} < 1,4 \times 5,27$$

$$2,49 \text{ detik} < 7,38 \text{ detik} \quad (\text{memenuhi})$$

$$T < C_u \times T_{ay}$$

$$2,49 \text{ detik} < 1,4 \times 5,11$$

$$2,49 \text{ deik} < 7,15 \text{ detik} \quad (\text{memenuhi})$$

## 6.6. Spektrum Respons Desain

Pada SNI 1726-2012 pasal 6.4 tentang spektrum respons desain, kurva harus mengikuti ketentuan sebagai berikut :

$$T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \times \frac{0,496}{0,607} = 0,163 \text{ detik}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,496}{0,607} = 0,817 \text{ detik}$$

- Untuk perioda yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain  $S_a$ , harus diambil dari persamaan berikut :

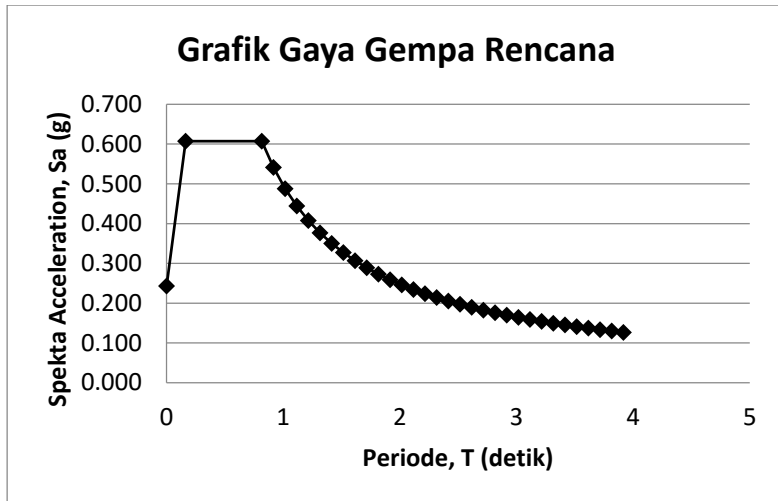
$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T_{sap}}{T_0} \right) = 0,607 \left( 0,4 + 0,6 \frac{2,49}{0,163} \right) = 5,806$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$

- Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan

$$S_a = \frac{S_{DI}}{Tsap} = \frac{0,496}{2,49} = 0,199$$

Sehingga respon spektrum gempa yang diperoleh dari data di atas untuk wilayah kota Surabaya dengan kelas tanah sedang adalah sebagai berikut :



**Gambar 6. 4** Spektrum respon desain

### 6.7. Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) ditentukan pada SNI 1726-2012 pasal 7.8.1.1 sebagai berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,087$$

- Dengan  $C_s$  tidak lebih dari :

$$C_s = \frac{S_{DI}}{Tsap \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{2,49 \times \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,028$$

- Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,001 \rightarrow C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1 \geq 0,001$$

$$C_s = 0,027$$

- Maka diambil nilai  $C_s$  sebesar 0,028

## 6.8. Perhitungan Gaya Geser Dasar

**Tabel 6. 10** Berat gedung pada SAP2000

<b>TABLE: Base Reactions</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>	<b>GlobalFZ</b>
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
DEAD	LinStatic	-0.0004948	5.945E-05	<b>49987.5253</b>
DEAD++	LinStatic	-5.113E-05	2.847E-05	<b>14053.074</b>
LIVE	LinStatic	-0.0002927	3.031E-05	<b>17416.5813</b>

Gaya geser akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726-2012

$$V = C_s \times W_t$$

Dimana :

$C_s$  = koefisien respons seismik

$W_t$  = berat seismik efektif (*base reaction*)

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,028 \times (49.987,53 + 14.053,07 + (17.416,58 \times 0,5)) \text{ ton}$$

$$V = 72.748,89 \text{ ton}$$

Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1 jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan  $0,85V/V_t$ .

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP2000 didapatkan gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) sebagai berikut :

**Tabel 6. 11** Output gaya gempa hasil SAP2000

<b>TABLE: Base Reactions</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>StepType</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>
Text	Text	Text	Tonf	Tonf
RSX	LinRespSpe	Max	<b>1325.7147</b>	433.4167
RSY	LinRespSpe	Max	443.3513	<b>1284.2951</b>

$$0,85V = 0,85 \times 72.748,89 \text{ ton} = 1.761,56 \text{ ton}$$

$$V_{xt} = 1.325,715 \text{ ton}$$

$$V_{yt} = 1.284,295 \text{ ton}$$

- Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$1.325,715 \text{ ton} < 1.761,56 \text{ ton} \quad (\text{tidak memenuhi})$$

- Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$1.284,295 \text{ ton} < 1.761,56 \text{ ton} \quad (\text{tidak memenuhi})$$

Untuk memenuhi persyaratan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala  $0.85V/V_t$ .

Arah x (terkecil) :

$$\frac{0,85 \times V}{V_{xt}} = \frac{0,85 \times 72.748,89}{1.284,295} = 1,4$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectrum*. Kemudian dilakukan *running* ulang pada program analisis. Hasil dari *running* ulang tersebut adalah :

**Tabel 6. 12** Output gaya gempa hasil SAP2000 setelah perbesaran

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Tonf	Tonf
RSX	LinRespSpe	Max	<b>2077.8836</b>	683.0369
RSY	LinRespSpe	Max	698.7634	<b>2012.9664</b>

Setelah dilakukan perbesaran :

$$0,85V = 0,85 \times 72.748,89 \text{ ton} = 1.761,56 \text{ ton}$$

$$V_{xt} = 2.077,88 \text{ ton}$$

$$V_{yt} = 2.012,97 \text{ ton}$$

- Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$2.077,88 \text{ ton} > 1.761,56 \text{ ton} \quad (\text{memenuhi})$$

- Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$2.012,97 \text{ ton} > 1.761,56 \text{ ton} \quad (\text{memenuhi})$$

Hasil dari analisa ulang sudah memenuhi persyaratan SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

## 6.9. Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 jumlah ragam vibrasi/mode *shape* yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang – kurangnya 90 %.

**Tabel 6. 13** *Modal participating mass ratios*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	<b>2.487199</b>	0.238676	0.09077
MODAL	Mode	2	2.383834	0.628894	0.151312

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	3	2.330229	0.62902	0.593273
MODAL	Mode	4	2.000224	0.631088	0.594734
MODAL	Mode	5	1.906758	0.6316	0.600794
MODAL	Mode	6	1.760859	0.6316	0.619529
MODAL	Mode	7	0.732753	0.657753	0.637348
MODAL	Mode	8	0.67167	0.772193	0.641678
MODAL	Mode	9	0.623434	0.772262	0.743778
MODAL	Mode	10	0.580371	0.77228	0.747022
MODAL	Mode	11	0.518327	0.780515	0.753308
MODAL	Mode	12	0.496528	0.780643	0.775647
MODAL	Mode	13	0.338978	0.828804	0.775726
MODAL	Mode	14	0.299635	0.828907	0.803684
MODAL	Mode	15	0.297387	0.849978	0.806199
MODAL	Mode	16	0.265464	0.850157	0.846165
MODAL	Mode	17	0.19773	0.897793	0.846215
MODAL	Mode	18	0.167067	0.898441	0.892106
MODAL	Mode	19	0.102182	0.966752	0.894952
MODAL	Mode	20	0.086983	<b>0.969249</b>	<b>0.965958</b>

Dari tabel 6.13 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

#### 6.10. Kontrol *Drift*

Untuk kontrol *drift* pada SNI 1726-2012 pasal 7.8.6 tentang penentuan simpangan antar lantai, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e}$$

Dimana :

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke – x

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (5,5)

$I_e$  = faktor keutamaan gedung (1)



Untuk struktur Sistem Ganda (*Dual System*), pada SNI 1726-2012 pasal 7.12.1 simpangan ijin antar lantai dibatasi seperti pada tabel 6.14 berikut :

**Tabel 6. 14** Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah X

LANTAI	ELEVASI	TINGGI LANTAI	JOINT	SIMPANGAN	SIMPANGAN DIPERBESAR	SIMPANGAN ANTAR LANTAI	SIMPANGAN IJIN ANTAR LANTAI	KET.
	(m)	(m)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
i	hi	hsx		$\delta e$	$\delta$	$\Delta$	$\Delta a$	
		hi-(hi-1)			$\delta e \cdot Cd / I_e$	$\delta i - \delta (i-1)$	0,025 hsx	
G	-1.4	0	-	0.00	0.00	0.00	0	OK
1	1.6	3	10826	1.66	9.14	9.14	75	OK
2	4.8	3.2	2804	3.64	20.04	10.90	80	OK
3	9.8	5	3184	7.99	43.93	23.89	125	OK
4	14.8	5	4027	13.61	74.84	30.91	125	OK
5	19.8	5	4278	20.03	110.19	35.35	125	OK
6	24.8	5	4687	26.80	147.38	37.19	125	OK
7	28.15	3.35	5065	32.57	179.13	31.74	83.75	OK
8	31.5	3.35	5385	32.57	179.13	0.00	83.75	OK
9	34.85	3.35	5623	38.45	211.48	32.35	83.75	OK
10	38.2	3.35	5874	44.48	244.65	33.17	83.75	OK
11	41.55	3.35	6125	50.58	278.18	33.53	83.75	OK
12	44.9	3.35	6376	56.68	311.74	33.56	83.75	OK
13	48.25	3.35	6767	62.77	345.23	33.49	83.75	OK
14	51.6	3.35	7018	68.81	378.44	33.22	83.75	OK
15	54.95	3.35	7269	74.80	411.42	32.97	83.75	OK
16	58.3	3.35	7520	80.72	443.97	32.56	83.75	OK
17	61.65	3.35	7631	86.54	475.96	31.99	83.75	OK
18	65	3.35	7882	92.26	507.42	31.46	83.75	OK
19	68.35	3.35	8133	97.85	538.17	30.74	83.75	OK
20	71.7	3.35	8390	103.29	568.07	29.91	83.75	OK
Atap	75.05	3.35	8635	108.58	597.18	29.11	83.75	OK

**Tabel 6. 15** Kontrol kinerja batas struktur akibat beban gempa arah Y

LANTAI	ELEVASI	TINGGI LANTAI	JOINT	SIMPANGAN	SIMPANGAN DIPERBESAR	SIMPANGAN ANTAR LANTAI	SIMPANGAN IJIN ANTAR LANTAI	KET.
	(m)	(m)		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
i	hi	hsx		$\delta e$	$\delta$	$\Delta$	$\Delta a$	
		hi-(hi-1)			$\delta e \cdot Cd / I_e$	$\delta i - \delta (i-1)$	0,025 hsx	
G	-1.4	0	-	0.00	0.00	0.00	0	OK
1	1.6	3	10826	1.53	8.40	8.40	75	OK
2	4.8	3.2	2804	3.32	18.24	9.84	80	OK
3	9.8	5	3184	7.20	39.58	21.34	125	OK
4	14.8	5	4027	12.01	66.04	26.46	125	OK
5	19.8	5	4278	17.81	97.95	31.90	125	OK
6	24.8	5	4687	23.39	128.63	30.68	125	OK

LANTAI	ELEVASI	TINGGI	JOINT	SIMPANGAN	SIMPANGAN	SIMPANGAN	SIMPANGAN IJIN	KET.
		LANTAI			DIPERBESAR	ANTAR LANTAI	ANTAR LANTAI	
i	hi	hsx		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
		hi-(hi-1)		$\delta e$	$\delta$	$\Delta$	$\Delta a$	
					$\delta e \cdot Cd / Ie$	$\delta i - \delta (i-1)$	$0,025 h_{sx}$	
7	28.15	3.35	5065	29.10	160.03	31.40	83.75	OK
8	31.5	3.35	5385	29.10	160.03	0.00	83.75	OK
9	34.85	3.35	5623	34.70	190.86	30.83	83.75	OK
10	38.2	3.35	5874	40.42	222.30	31.45	83.75	OK
11	41.55	3.35	6125	46.22	254.22	31.92	83.75	OK
12	44.9	3.35	6376	52.05	286.30	32.08	83.75	OK
13	48.25	3.35	6767	57.87	318.27	31.97	83.75	OK
14	51.6	3.35	7018	63.63	349.94	31.67	83.75	OK
15	54.95	3.35	7269	69.28	381.04	31.10	83.75	OK
16	58.3	3.35	7520	74.82	411.51	30.47	83.75	OK
17	61.65	3.35	7631	80.22	441.22	29.70	83.75	OK
18	65	3.35	7882	85.46	470.03	28.81	83.75	OK
19	68.35	3.35	8133	90.53	497.92	27.89	83.75	OK
20	71.7	3.35	8390	95.43	524.88	26.96	83.75	OK
Atap	75.05	3.35	8635	100.08	550.41	25.54	83.75	OK

### 6.11. Kontrol Sistem Ganda (*Dual System*)

Sistem ganda merupakan sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *space frame* (rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *space frame* dan *shear wall* (Dinding Geser / Dinding Struktur). *Space frame* sekurang-kurangnya memikul 25% dari beban lateral dan sisanya dipikul oleh *shear wall*.

Kemampuan dari *shearwall* dan Rangka Gedung dalam menerima beban geser nominal akibat gempa rencana tersebut bisa dilihat pada tabel 6.16

**Tabel 6. 16** Kemampuan *shearwall* & rangka dalam menerima beban gempa

No	Kombinasi	Prosentase dalam menahan beban gempa			
		F1 (arah X)		F2 (arah Y)	
		Frame	Shearwall	Frame	Shearwall
1	ULT 0,9(D+S+W)+RSX max	36.42%	63.58%	28.99%	71.01%
2	ULT 0,9(D+S+W)+RSX min	38.04%	61.96%	28.55%	71.45%
3	ULT 0,9(D+S+W)+RSY max	25.67%	74.33%	38.33%	61.67%
4	ULT 0,9(D+S+W)+RSY min	29.30%	70.70%	38.09%	61.91%
5	ULT 1,2(D+S+W)+L+RSX max	35.87%	64.13%	28.18%	71.82%
6	ULT 1,2(D+S+W)+L+RSX min	38.58%	61.42%	29.35%	70.65%
7	ULT 1,2(D+S+W)+L+RSY max	25.09%	74.91%	37.89%	62.11%
8	ULT 1,2(D+S+W)+L+RSY min	30.43%	69.57%	38.53%	61.47%

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## BAB VII

### PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG

Struktur utama non prategang yang akan direncanakan meliputi :

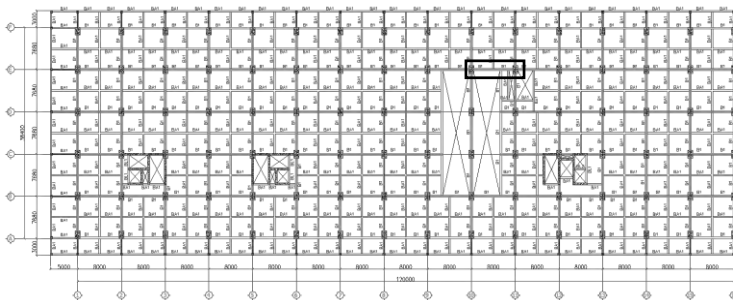
1. Balok Induk
2. Kolom
3. Dinding Geser
4. Hubungan Balok Kolom

Langkah Perhitungan dalam perencanaan struktur primer ini adalah dengan memodelkan gedung apartemen *My Tower* Surabaya kedalam program SAP2000 dengan memasukkan beban-beban yang ada seperti beban hidup dan beban mati serta beban gempa (respon spektrum).

Hasil dari pemodelan program SAP2000 akan didapatkan gaya dalam yang selanjutnya akan digunakan untuk perhitungan tulangan struktur primer.

#### 7.1. Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Pada contoh perhitungan balok induk ini akan direncanakan balok induk dimensi 35/70 cm pada lantai 2 gedung yang memiliki panjang bentang 8 meter.



**Gambar 7. 1** Letak balok induk 35/70 yang direncanakan

Data Perencanaan :

Dimensi balok (b/h)	: 35/70 cm
Panjang bentang (L)	: 8 meter
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 30 MPa
Mutu baja tulangan ( $f_y$ )	: 400 MPa
Mutu baja sengkang ( $f_y$ )	: 400 MPa
Diameter tulangan ( $\phi_l$ )	: 22 mm
Diameter sengkang ( $\phi_v$ )	: 10 mm (ulir)
Tebal decking (c)	: 40 mm
Tinggi efektif (d)	: $700 - (40 + 13 + 22/2) = 636$ mm

Karena struktur gedung ini menggunakan sistem rangka gedung yang merupakan perpaduan SRPM dan dinding struktural khusus (DSK), maka sesuai dengan persyaratan SNI 2847-2013 pasal 21.5.1 yang perlu dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa dan direncanakan memikul lentur adalah :

1. Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi  $0,1 \times A_g \times f'_c$   
 $361.1189,06 \text{ N} < 0,1 \times 350 \times 700 \times 40 = 980.000 \text{ N}$  (memenuhi)
2. Bentang bersih minimum  $\geq 4d$   
 $8 \text{ m} \geq 4d = 4 \times 0,636 = 2.544 \text{ m}$  (memenuhi)
3. Lebar balok tidak boleh kurang dari yang lebih kecil  $0,3h$  ( $0,3 \times 700 = 210$ ) dan 250 mm  
 $350 \text{ mm} \geq 210 \text{ mm}$  (memenuhi)
4. Lebar balok tidak boleh melebihi lebar kolom ditambah dengan  $0,75$  lebar kolom  
 $350 \text{ mm} < 800 + (0,75 \times 800) = 1400 \text{ mm}$  (memenuhi)

#### 7.1.1. Perhitungan Tulangan Lentur

Dari hasil analisis SAP2000 akibat kombinasi *Envelope* didapatkan hasil sebagai berikut :

Momen tumpuan = 493.728.510 Nmm

Momen lapangan = 360.333.006 Nmm

### a. Daerah Tumpuan

- Momen nominal yang terjadi

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{493.728.510}{0,9} = 548.587.233,33 \text{ Nmm}$$

- Koefisien tahanan

$$Rn = \frac{Mn}{b x d^2} = \frac{548.587.233,33}{350 \times 636^2} = 3,875 \text{ MPa}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,764$$

- Rasio tulangan perlu

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{fy} x \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 x Rn}{0,85 x f'c}} \right) = \frac{0,85 x 30}{400} x \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 x 3,875}{0,85 x 30}} \right) = 0,0103$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 x \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0,25 x \sqrt{30}}{400} = 0,004$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\text{maks}} = \frac{0,75 x 0,85 x f'c x \beta}{fy} x \frac{600}{(600 + fy)}$$

$$\rho_{\text{maks}} = \frac{0,75 x 0,85 x 30 x 0,764}{400} x \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0292$$

- Rasio tulangan pakai

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0103 \text{ karena } \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{minimum}}$$

- Luas tulangan perlu

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times 350 \times d = 0,0103 \times 350 \times 636 = 2.295,66 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan lentur rencana

$$A_s = 0,25 \times 3,14 \times \phi l = 0,25 \times 3,14 \times 22^2 = 380,133 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan

$$n = A_{s\text{perlu}} / A_s = 2.295,66 / 380,133 \approx 7 \text{ buah}$$

- Luas tulangan pasang

$$A_{s\text{pasang}} = n \times A_s = 7 \times 380,133 = 2.660,93 \text{ mm}^2$$

- Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi_v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{350 - (2 \times 40) - (13) - (7 \times 22)}{(7 - 1)}$$

$$S_{\text{maks}} = 17,17 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \text{ maka dipasang 2 lapis}$$

- Jarak antar tulangan 2 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times C) - (\phi_v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{350 - (2 \times 40) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)}$$

$$S_{\text{maks}} = 27,67 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{memenuhi})$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_{s\text{pasang}} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{2.660,93 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 350)} = 89,443 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{89,443}{0,764} = 117,028$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (639 - 117,028)}{117,028} = 0,013$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat  $\epsilon_t$  lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai  $\phi$  sebesar 0,9.

- Kekuatan lentur nominal

$$\phi Mn = \phi \times As_{pasang} \times f_y \times \left( \frac{d-a}{2} \right) = 0,9 \times 2.660,93 \times 400 \times \left( \frac{636-89,443}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 566.406.038,397 \text{ Nmm}$$

- Kekuatan lentur probability

$$Mpr = 1,25 \times As_{pasang} \times f_y \times \left( \frac{d-1,25a}{2} \right) = 1,25 \times 2.660,93 \times 400 \times \left( \frac{636-1,25 \times 89,443}{2} \right)$$

$$Mpr = 771.799.962,943 \text{ Nmm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\phi Mn > Mu$$

$$566.406.038,397 \text{ Nmm} > 493.728.510 \text{ Nmm} \quad (\text{memenuhi})$$

Pada tumpuan dipasang tulangan atas (daerah tarik) dengan  $As = 2.660,93 \text{ mm}^2$  atau 5D22 + 2D22. Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Hal ini untuk mengantisipasi perubahan arah gaya gempa yang bekerja.

Tulangan tumpuan bawah (daerah tekan) :

$$As' = 0,5 \times As$$

$$= 0,5 \times 2.660,93 = 1.330,465 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4 D22 ( $As' = 1.519,76 \text{ mm}^2$ )

## b. Daerah Lapangan

- Momen nominal yang terjadi

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{360.333.006}{0,9} = 400.370.006,67 \text{ Nmm}$$

- Koefisien tahanan

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{400.370.006,67}{350 \times 636^2} = 2,828 \text{ MPa}$$



- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,764$$

- Rasio tulangan perlu

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} x \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2x Rn}{0,85 x f'c}} \right) = \frac{0,85 x 30}{400} x \left( 1 - \sqrt{\frac{1 - 2 x 2,828}{0,85 x 30}} \right) = 0,0074$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 x \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 x \sqrt{30}}{400} = 0,004$$

- Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

- Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\text{maks}} = \frac{0,75 x 0,85 x f'c x \beta}{f_y} x \frac{600}{(600 + f_y)}$$

$$\rho_{\text{maks}} = \frac{0,75 x 0,85 x 30 x 0,764}{400} x \frac{600}{(600 + 400)} = 0,292$$

- Rasio tulangan pakai

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0074 \text{ karena } \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{minimum}}$$

- Luas tulangan perlu

$$A_{\text{sperlu}} = \rho_{\text{pakai}} x 350 x d = 0,0074 x 350 x 636 = 1.645,32 \text{ mm}^2$$

- Luas tulangan lentur rencana

$$A_s = 0,25 x 3,14 x \phi l = 0,25 x 3,14 x 22^2 = 380,133 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan

$$n = A_{\text{sperlu}} / A_s = 1.645,32 / 380,133 \approx 5 \text{ buah}$$

- Luas tulangan pasang

$$A_{\text{s pasang}} = n x A_s = 5 x 380,133 = 1.900,66 \text{ mm}^2$$

- Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{maks} = \frac{b - (2 \times C) - (\emptyset v) - (n - \emptyset l)}{(n - 1)} = \frac{350 - (2 \times 40) - (13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)}$$

$$S_{maks} = 36,75 \text{ mm}$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As_{pasang} \times f_y}{(0,85 \times f'c \times b)} = \frac{1.900,66 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 350)} = 63,89 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{63,89}{0,764} = 83,592$$

- Regangan Tarik

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_0 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (636 - 83,592)}{83,592} = 0,02$$

- Kekuatan lentur nominal

$$\phi Mn = \phi \times As_{pasang} \times f_y \times \left( \frac{d - a}{2} \right) = 0,9 \times 1.900,66 \times 400 \times \left( \frac{636 - 63,89}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 413.318.651,98 \text{ Nmm}$$

- Kekuatan lentur probability

$$Mpr = 1,25 \times As_{pasang} \times f_y \times \left( \frac{d - 1,25a}{2} \right) = 1,25 \times 1.900,66 \times 400 \times \left( \frac{639 - 1,25 \times 63,89}{2} \right)$$

$$Mpr = 566.464.351,476 \text{ Nmm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal

$$\emptyset Mn > Mu$$

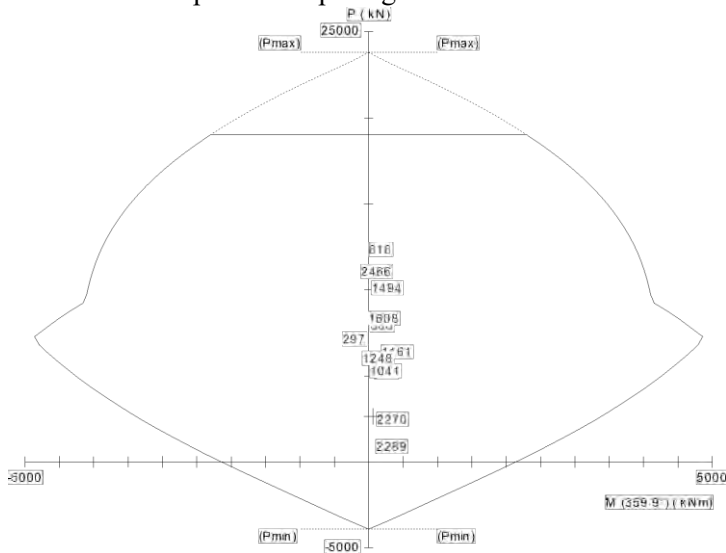
$$413.318.651,98 \text{ Nmm} > 360.333.006 \text{ Nmm} \quad (\text{memenuhi})$$

Pada daerah lapangan dipasang tulangan atas (daerah tarik) dengan  $As = 1.900,66 \text{ mm}^2$  atau 5D22. Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.2 bahwa kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur

- Ukuran penampang terkecil lebih besar dari 300 mm  
 $800 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$  (Memenuhi)
- Ratio  $\frac{b}{h} = \frac{800}{1200} = 0,667 > 0,4$  (Memenuhi)

### 7.2.2 Perencanaan Tulangan Memanjang Kolom

Untuk merencanakan tulangan longitudinal kolom akan digunakan program bantu spColumn 4.50 dimana nantinya akan dimasukkan gaya dalam berfaktor dan akan direncanakan diameter dan jumlah tulangan yang akan digunakan. Hasil perencanaan dari spColumn 4.50 dapat dilihat pada gambar 7.3



**Gambar 7.3** Diagram interaksi aksial vs. momen kolom

Dari hasil analisa program spColumn 4.50 didapatkan untuk kolom lantai dasar menggunakan tulangan longitudinal 28 D22.

### 7.2.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1 menyatakan rasio luas tulangan memanjang tidak boleh kurang dari 0.01 (1%) luas penampang kolom dan tidak boleh lebih dari 0.06 (6%) luas

penampang kolom. Dari diagram interaksi yang didapat dari program spColumn 4.50 diperoleh rasio luas tulangan longitudinal 28 D 22 adalah 1,13 %

$$1\% < 1,13\% < 6\% \quad (\text{ok})$$

#### 7.2.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2 menyatakan kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur

$$\begin{aligned} \phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st})) \\ \phi &: 0,65 \\ A_g &: 1200 \times 800 = 960.000 \text{ mm}^2 \\ A_{st} &: 1,13\% \times 960.000 = 10.848 \text{ mm}^2 \\ &= 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 40 \times (960.000 - 10.848) + (400 \times 10.848)) \\ &= 16.783.263,74 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi P_n \max > P_u$$

$$16.783.263,74 \text{ kN} > 18.595,89 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

#### 7.2.5 Persyaratan “Strong Coloumn Weak Beams”

Pada SNI 2847-2013 pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

Dimana  $\Sigma M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\Sigma M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok.  $M_{nc}$  dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong coloumns weak beams*. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong coloumns weak beams*.

$\Sigma M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi aksial momen dan kolom yakni,  $\Sigma M_{nc} = 2.466 \text{ kNm}$

Nilai  $M_g$  dicari dari jumlah  $M_g^+$  dan  $M_g^-$  balok yang menyatu dengan kolom  $800 \times 1200 \text{ mm}^2$ , yang dapat dihitung dengan rumus

$M_g = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \times 0,8$ , dimana nilai

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

Balok yang menyatu dengan kolom  $800 \times 1.200 \text{ mm}^2$  dengan tulangan tarik pada tumpuannya menggunakan tulangan 5 D22 + 2 D22 ( $A_s = 2.660,93 \text{ mm}^2$ ) dan tulangan 4D22 ( $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ ) untuk tulangan tekannya.

$$a = \frac{2.660,93 \times 400}{0,85 \times 40 \times 800} = 39,13 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 2.660,93 \times 400 \times \left(636 - \frac{39,13}{2}\right) \times 0,8 = 524,89 \text{ kNm}$$

$$a = \frac{1519,76 \times 400}{0,85 \times 40 \times 800} = 22,69 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 1519,76 \times 400 \times \left(636 - \frac{22,69}{2}\right) \times 0,8 = 379,73 \text{ kNm}$$

Jadi jumlah dari momen positif dan momen negatif adalah :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_g^+ + M_g^- \\ &= 524,89 + 379,73 = 904,62 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$1,2 \Sigma M_{nb} = 1,2 \times 904,62 = 1.085,54 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong coloumns weak beams* :

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nb}$$

$$2.466 \text{ kNm} \geq 1.085,54 \text{ kNm}$$

### 7.2.6 Perencanaan Tulangan Pengekangan Kolom

Luas total penampang sengkang tertutup persegi sesuai SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.4 tidak boleh kurang dari yang diisyaratkan :

$$A_{sh} = 0,3 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}}\right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left(\frac{s \times h_c \times f'_c}{f_{yh}}\right)$$

S adalah spasi tulangan transversal pada arah longitudinal dan s harus sesuai dengan ketentuan SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.3 , nilai s diambil nilai terkecil dari :

$$\frac{1}{4} \times b \text{ kolom} = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$6 \times D = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$100 \text{ mm} < s < 150 \text{ mm}$$

Diambil nilai  $s = 100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} h_c &= 800 - (d' \times 2) - ((d_{\text{sengkan}}/2) \times 2) \\ &= 800 - (40 \times 2) - ((13/2) \times 2) = 707 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (1200 - (d' \times 2)) \times (800 - (d' \times 2)) \\ &= (1200 - (40 \times 2)) \times (800 - (40 \times 2)) = 806.400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \times \left( \frac{100 \times 707 \times 40}{400} \right) \times \left( \frac{960.000}{806.400} - 1 \right) \\ &= 404 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \times \left( \frac{100 \times 707 \times 40}{400} \right) \\ &= 636,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan  $A_{sh} = 678,6 \text{ mm}^2$  sehingga jumlah kebutuhan tulangan geser kolom :

$$n = \frac{A_{sh}}{0,25 \times \pi \times d^2} = \frac{636,3}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 4,8 \approx 5 \text{ buah}$$

Jadi tulangan geser 5D13 ( $A_s = 663,32 \text{ mm}^2$ ) pada kolom dirasa mencukupi dalam sistem ganda.

Pengekangan dipasang sepanjang  $l_o$  dari dari hubungan pelat kolom sesuai SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.1 yaitu :

$$l_o > \text{penampang leleh kolom} = 1000 \text{ mm}$$

$$l_o > 1/6 \times l_n = 1/6 \times 3000 = 500 \text{ mm}$$

$$l_o > 450 \text{ mm}$$

diambil daerah sendi plastis  $l_o$  sebesar 1000 mm

## 7.2.7 Penulangan Transversal Terhadap Gaya Geser

Gaya geser rencana  $V_e$  untuk kolom harus ditentukan menggunakan gaya-gaya pada muka hubungan pelat kolom, yaitu momen maksimum  $M_{pr}$ . Hasil ini tidak boleh kurang dari  $V_u$  hasil dari analisa struktur. Secara konservatif  $M_{pr}$  ditentukan sebesar momen balance dari diagram interaksi pada program spColumn.  $M_{pr} = 2.466 \text{ kNm}$

Karena dimensi dan penulangan kolom atas dan bawah sama maka gaya geser di ujung kolom akibat momen lentur :

$$V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{ln} = \frac{2 \times 2.466}{3} = 1.644 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja di sepanjang bentang kolom ( $V_u$ ) ditentukan dari  $M_{pr+}$  dan  $M_{pr-}$  balok yang menyatu dengan kolom tersebut. Pada perhitungan sebelumnya didapat jumlah tulangan pada tumpuan balok sebanyak 5 D22 + 2 D22 ( $A_s = 2.660,93 \text{ mm}^2$ ) pada tulangan tarik dan 4 D 22 ( $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$ ) pada tulangan tekannya, sehingga perhitungan  $M_{pr}$  akibat balok (350/700) mm<sup>2</sup> adalah sebagai berikut :

$$a = \frac{A_s \times 1,25 f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$M_{pr} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Sehingga didapatkan hasil :

$$a_1 = \frac{2.660,93 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 97,83 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = 2.660,93 \times 1,25 \times 400 \times \left( 636 - \frac{97,83}{2} \right) = 781,10 \text{ kNm}$$

$$a_2 = \frac{1519,76 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 40 \times 400} = 55,87 \text{ mm}$$

$$M_{pr2} = 1519,76 \times 1,25 \times 400 \times \left( 636 - \frac{97,83}{2} \right) = 446,11 \text{ kNm}$$

$$M_{pr1} + M_{pr2} = 781,10 + 446,11 = 1.227,21 \text{ kNm}$$

$$M_{pr1} + M_{pr2} > M_u \text{ kolom}$$

$$1.227,21 \text{ kNm} > 678,41 \text{ kNm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Besarnya  $V_u$  dihitung dengan rumus :

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{ln} = \frac{1.227,21}{3} = 409,07 \text{ kN}$$

Ternyata  $V_e = 1.644 \text{ kN} > V_u = 409,07 \text{ kN}$ , maka perencanaan geser memenuhi syarat dipakai  $V_u = 1.644 \text{ kN}$ . Besarnya  $V_u$  tersebut akan ditahan oleh kuat geser beton ( $V_c$ ) dan kuat tulangan geser ( $V_s$ ).

Kekuatan geser beton ( $V_c$ ) untuk komponen struktur yang terkena beban aksial berlaku :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\
 &= \left(1 + \frac{18.595,89}{14 \times 960.000}\right) \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 800 \times 1.136 \\
 &= 959.284,77 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0,75 \times 959.284,77 = 719.463,58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan kebutuhan tulangan geser

$$\phi V_c > V_u$$

$$719.463,58 \text{ kN} > 1.644 \text{ kN}$$

Sehingga secara teoritis tidak diperlukan pemasangan tulangan geser, namun daerah di luar  $l_o$  tetap harus dipasang tulangan geser. Direncanakan menggunakan tulangan D13 dengan nilai  $A_s = 132,66 \text{ mm}^2$  dengan spasi 150 mm.

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{132,66 \times 400 \times 1.136}{150} = 401.871,36 \text{ kN}$$

$$\phi (V_c + V_s) > V_u$$

$$0,75 \times (959.284,77 + 401.871,36) > 1.466 \text{ kN}$$

$$1.020.867,1 \text{ kN} > 1.466 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

## 7.2.8 Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan ditengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan dari SNI 2847-2013 pasal 12.2.3. Panjang penyaluran batang ulir dan kawat ulir, yang dihitung dengan rumus :

$$l_d = \left[ \left( \frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}} \right) \times \left( \frac{\psi_t \times \psi_e \times \psi_s}{\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \right] \times d_b$$

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} = \text{ruas pengekan diambil nilai 2,5}$$

$$\psi_t = 1.3 \text{ (faktor lokasi penulangan ; tulangan horizontal yang ditempatkan hingga lebih dari 300 mm beton segar dicor pada komponen di bawah panjang penyaluran)}$$

$$\psi_e = 1.0 \text{ ( faktor pelapis ; tulangan tanpa pelapis )}$$

$$\psi_s = 1,0 \text{ (faktor ukuran batang tulangan ; D22)}$$



$\lambda = 1.0$  ( faktor beton agregat ringan ; beton normal)

$$l_d = \left[ \left( \frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{40}} \right) \times \left( \frac{1,3 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \right] \times 22$$

$$= 657,75 \text{ mm}$$

Jadi panjang lewatan yang dipakai adalah 660 mm

### 7.3. Hubungan Balok Kolom

Sesuai SNI 2847-2013 pasal 21.7.3.1 yang menentukan tulangan transversal berbentuk sengkang sesuai 21.6.4.4 harus dipasang dalam HBK, kecuali bila HBK tersebut dikekang oleh komponen struktur sesuai 21.7.3.2.

Menurut SNI 2847-2013 pasal 23.7.3.2 bahwa pada HBK, dimana balok-balok dengan lebar setidaknya-tidaknya sebesar  $\frac{3}{4}$  lebar kolom merangka pada keempat sisinya, jumlah tulangan transversal yang ditetapkan dalam 21.6.4.4 diizinkan untuk direduksi setengahnya, spasi yang disyaratkan dalam 21.6.4.3 diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm.

#### 7.3.1. Dimensi Luas Efektif Join

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.7.4.1 menyebutkan bahwa luas penampang efektif join,  $A_j$  dihitung dari tinggi join kali lebar join efektif. Tinggi join harus merupakan tinggi keseluruhan kolom,  $h$ . Lebar join efektif harus merupakan lebar keseluruhan kolom,  $b$ .

$h$  : dimensi panjang kolom sebesar 1.200 mm

$b$  : dimensi lebar kolom sebesar 800 mm

$$A_j = h \times b$$

$$= 1.200 \times 800 = 960.000 \text{ mm}^2$$

#### 7.3.2. Penulangan Transversal pada HBK

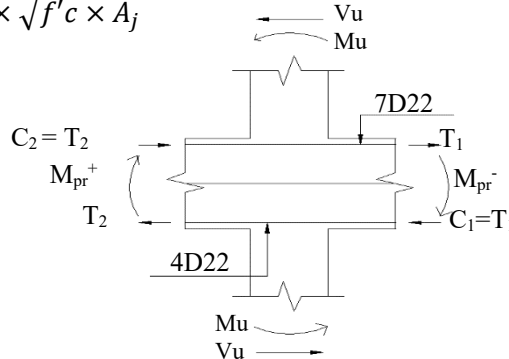
Dalam perencanaan HBK ini balok yang ditinjau adalah selebar 350 mm  $< \frac{3}{4} \times 800 = 600$  mm sehingga pasal 21.6.4.4 harus dipenuhi. Karena kolom dapat dianggap terkekang bila ada empat balok yang merangka pada keempat sisi HBK tersebut, maka berdasarkan hasil perhitungan perencanaan kolom pada sub bab

7.2.6. tulangan transversal 5D13 dengan  $A_s = 663,32 \text{ mm}^2$  dapat digunakan pada HBK ini.

### 7.3.3. Kuat Geser HBK

SNI 2847-2013 pasal 21.7.4 untuk kekuatan geser menyebutkan  $V_n$  untuk beton dengan berat normal dengan join yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka, boleh diambil sebagai yang lebih besar dari nilai :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{f'_c} \times A_j$$



**Gambar 7. 4** Sketsa HBK

$$M_{pr}^+ = 771,80 \text{ kNm}$$

$$M_{pr}^- = 566,46 \text{ kNm}$$

$$Mu = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2} = \frac{771,80 + 566,46}{2} = 669,13 \text{ kNm}$$

Geser pada kolom atas,  $V_{atas}$  merupakan gaya geser kolom yang dihitung dari  $Mu$  kedua ujung balok yang menyatu di HBK, dengan bentang 4 m :

$$V_{atas} = \frac{669,13 + 669,13}{4} = 334,57 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada balok adalah :

$$T_1 = 1,25 \times A_s \times f_y = 1,25 \times 2.660,93 \times 400 = 1.330,47 \text{ kN}$$

$$C_1 = T_1$$

$$T_2 = 1,25 \times A_s \times f_y = 1,25 \times 1519,76 \times 400 = 759,88 \text{ kN}$$

$$C_2 = T_2$$

Sehingga diperoleh

$V_u = V_{atas} - T_2 - C_1 = 334,57 - 1.330,47 - 759,88 = 1.755,78 \text{ kN}$   
 arah sesuai  $T_2$  yaitu ke kanan.

Kontrol kuat geser HBK

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{40} \times 960.000 \\ = 10.321,67 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 10.321,67 \text{ kN} \\ = 7.741,26 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$7.741,26 \text{ kN} > 1.755,78 \text{ kN}$$

Jadi perencanaan hubungan balok kolom cukup kuat.

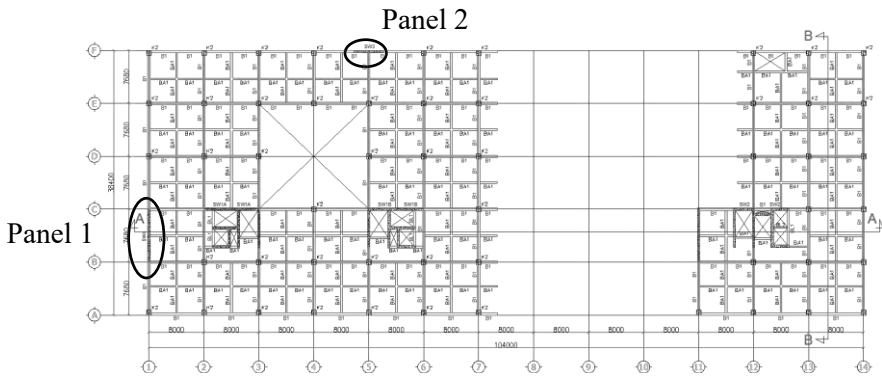
#### 7.4. Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertikal dan dalam menyediakan tahanan lateral dinding geser menerima tekuk maupun geser. Untuk dinding seperti itu geser maksimum  $V_u$  dan momen maksimum  $M_u$  terjadi pada dasar dinding. Jika tegangan lentur diperhitungkan, besar tegangan lentur tersebut akan dipengaruhi oleh beban aksial  $P_u$  (kombinasi aksial lentur).

Dalam struktur bangunan ini terdapat 4 model *sectional* dinding geser, dengan tebal masing-masing bagian 35 cm. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser tipe I (panel 1 & 2). Selanjutnya, perhitungan penulangan shearwall yang lain akan mengikuti penulangan shearwall tipe I.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Mutu beton ( $f'_c$ )	= 40 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Tebal dinding geser	= 35 cm
Tinggi dinding geser	= 78,5 m
Tebal selimut beton	= 40 mm



**Gambar 7. 5** Denah lokasi *shearwall* yang direncanakan

#### 7.4.1 Kebutuhan Tulangan Dinding Geser

Dinding geser harus mempunyai tulangan horizontal dan vertikal. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser pada lantai dasar yaitu dinding geser panel 1 dan panel 2. Dari hasil program SAP2000 didapatkan gaya dalam untuk kombinasi beban envelope seperti pada tabel 7.1 :

**Tabel 7. 1** Gaya Dalam Dinding Geser

Dinding geser	Tebal (m)	Bentang (m)	Gaya Dalam		
			Aksial (kN)	Geser (kN)	Momen (kNm)
Panel 1	0,35	8	5.826,48	750,63	114,14
Panel 2	0,35	4	5.098,37	612,47	91,27

Berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 21.9.2.2 tentang kebutuhan tulangan baja dinding geser menyebutkan bahwa sedikitnya tulangan harus dipasang dua lapis apabila gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding melebihi:

$\frac{1}{6} \times A_{CV} \times \sqrt{f'_c}$  , dimana  $A_{cv}$  adalah luas netto penampang dinding geser.

## - Panel 1

$$A_{cv} = 350 \times 8.000 = 2.800.000 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 750,63 \text{ kN} < \frac{1}{6} \times 2.800.000 \times \sqrt{40}$$

$$750,63 \text{ kN} < 2.951,46 \text{ kN}$$

## - Panel 2

$$A_{cv} = 350 \times 4.000 = 1.400.000 \text{ mm}^2$$

$$V_u = 612,47 \text{ kN} < \frac{1}{6} \times 1.400.000 \times \sqrt{40}$$

$$612,47 \text{ kN} < 1.475,73 \text{ kN}$$

Karena nilai  $V_u$  kedua panel tidak melebihi gaya geser bidang terfaktor yang bekerja pada dinding geser, maka tidak diperlukan dua lapis tulangan. Namun pada pasal 14.3.4 SNI 2847-2013 disebutkan bahwa pada dinding dengan ketebalan lebih dari 250 mm harus dipasang dua lapis tulangan di masing-masing arah yang sejajar dengan muka dinding. Dikarenakan dinding geser direncanakan dengan tebal 350 mm maka tetap digunakan dua lapis tulangan pada dinding geser.

#### 7.4.2 Batas Kuat Geser Shear Wall

Batas kuat geser shear wall sesuai SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.4 adalah kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi :

$$\phi \frac{2}{3} \times A_{CV} \times \sqrt{f'c} \quad \phi \text{ diambil sebesar } 0,55$$

## - Panel 1

$$A_{cv} = 0,35 \times 8 = 2,8 \text{ m}^2$$

$$= 0,55 \times \frac{2}{3} \times 2,8 \times \sqrt{40}$$

$$= 6.493,21 \text{ kN} > 750,63 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

## - Panel 2

$$A_{cv} = 0,35 \times 4 = 1,4 \text{ m}^2$$

$$= 0,55 \times \frac{2}{3} \times 1,4 \times \sqrt{40}$$

$$= 3.246,61 \text{ kN} > 612,47 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

### 7.4.3 Penulangan Dinding Geser

#### Tulangan arah horizontal

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.1 kuat geser nominal  $V_n$  untuk dinding geser tidak boleh melebihi dari :

$V_n = A_{cv} \times \left[ \left( \alpha_c \times \sqrt{f'c} \right) + (\rho_t \times f_y) \right]$  dimana  $\rho_t$  adalah rasio tulangan geser terhadap luas bidang yang tegak lurus  $A_{cv}$ , yang berdasarkan pasal 21.9.2.1 besarnya nilai rasio tulangan di arah vertikal dan horizontal tidak boleh kurang dari 0,0025 serta spasi tulangan untuk masing-masing arah tidak boleh melebihi 450 mm.

Nilai  $\alpha_c$  sebesar  $1/6$  bila  $\frac{h_w}{l_w} > 2$

Penulangan direncanakan menggunakan tulangan D19 ( $A_s = 283,38 \text{ mm}^2$ ) dengan jarak spasi sebesar 200 mm.

- Panel 1

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{78,5}{8} = 9,81 > 2, \text{ maka didapat nilai } \alpha_c \text{ sebesar } 1/6$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{t \times s} = \frac{283,38}{350 \times 200} = 0,00404$$

$$\phi V_n = 0,55 \times 2.800.000 \times \left[ \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \right) + (0,00404 \times 400) \right] \\ = 4.111.942,5 \text{ N}$$

$$V_n > V_u$$

$$4111,94 \text{ kN} > 750,63 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Panel 2

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{78,5}{4} = 19,625 > 2, \text{ maka didapat nilai } \alpha_c \text{ sebesar } 1/6$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{t \times s} = \frac{283,38}{350 \times 200} = 0,00404$$

$$\phi V_n = 0,55 \times 1.400.000 \times \left[ \left( \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \right) + (0,00404 \times 400) \right] \\ = 2.055.971,27 \text{ N}$$

$$V_n > V_u$$

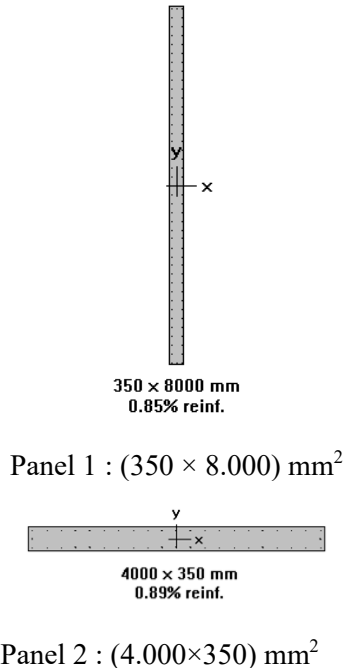
$$2.055,97 \text{ kN} > 612,47 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

Jadi tulangan D19 arah horizontal pada dinding dapat digunakan.

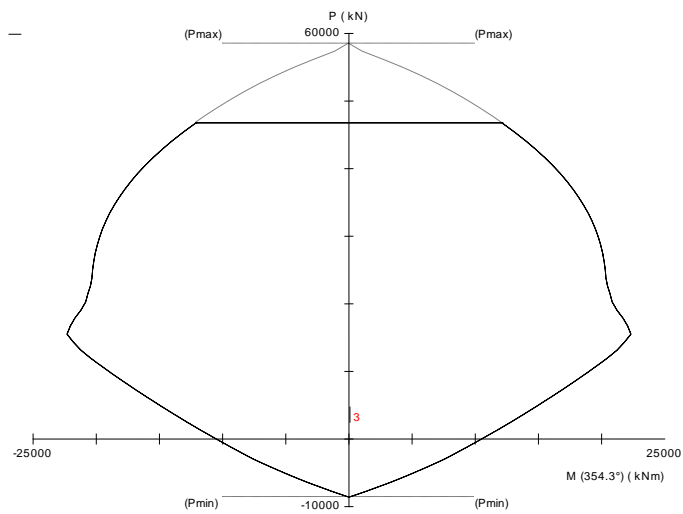
### Tulangan arah vertikal

SNI 2847-2013 pasal 21.9.4.3 menyebutkan dinding harus mempunyai tulangan geser terdistribusi yang memberikan tahanan dalam dua arah ortogonal pada bidang dinding. Jika  $\frac{h_w}{l_w} < 2$  rasio tulangan  $\rho_l$  tidak boleh kurang dari rasio tulangan  $\rho_t$ . Karena nilai  $\frac{h_w}{l_w}$  lebih besar dari 2, maka rasio tulangan  $\rho_l$  dapat memakai rasio tulangan minimum = 0,0025. Jadi tulangan D19 arah vertikal pada dinding dapat digunakan.

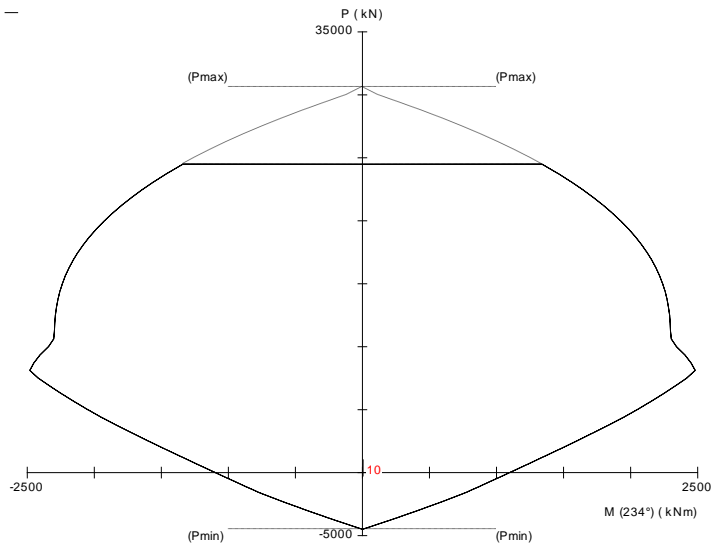
Hasil penulangan vertikal kemudian dimasukkan ke program spColumn untuk dicek kapasitas dari shearwall tersebut, hasil permodelan pada spColumn dapat dilihat pada gambar



**Gambar 7. 6** Pemodelan dinding geser panel 1 & 2



Panel 1



Panel 2

Gambar 7. 7 Diagram interaksi dinding geser panel 1 & 2



#### 7.4.4 Kontrol Komponen Batas Khusus

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas khusus atau *special boundary element* diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi  $0,2 f'c$ .

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u \times y}{I} > 0,2 \times f'c$$

- panel 1

$$y = 4 \text{ m}$$

$$I = 14,93 \text{ m}^4$$

$$\frac{5.826,48}{2,8} + \frac{114,14 \times 4}{14,93} > 0,2 \times 40$$

$$2,11 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa}$$

- panel 2

$$x = 4 \text{ m}$$

$$I = 1,87 \text{ m}^4$$

$$\frac{5.098,37}{1,4} + \frac{91,27 \times 4}{1,87} > 0,2 \times 40$$

$$3,84 \text{ MPa} < 8 \text{ MPa}$$

Maka berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas khusus tidak terpenuhi.

Berdasarkan pendekatan perpindahan, komponen batas khusus atau *special boundary element* diperlukan jika jarak  $c$  (sumbu netral) dari serat terluar zona tekan lebih besar dari nilai

$$\frac{l_w}{600 \times \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)} \text{ dengan } \frac{\delta_u}{h_w} > 0,007 \text{ dan } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{A_s \times f_y \times \beta_1}{0,85 \times f'c \times b}$$

Dimana :

$\delta_u$  : perpindahan maksimum dinding geser pada puncak gedung dalam arah pembebanan gempa yang ditinjau

$$: 0,7 \times R \times \delta_s$$

$h_w$  : tinggi dinding keseluruhan dari dasar ke tepi atas 78,5 m  
 $l_w$  : panjang dinding geser  
 $\beta_1$  : 0,85

- panel 1

$$l_w = 8.000 \text{ mm}$$

$$\delta_u = 0,7 \times 7 \times 100,08 = 490,39 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{490,39}{78.500} = 0,0062 < 0,007 \text{ maka diambil nilai minimum}$$

$$A_s = 23.856 \text{ mm}^2$$

$$\frac{23.856 \times 400 \times 0,85}{0,85 \times 40 \times 350} > \frac{8.000}{600 \times 0,007}$$

$$681,6 \text{ mm} < 1.904,76 \text{ mm}$$

- panel 2

$$l_w = 4.000 \text{ mm}$$

$$\delta_u = 0,7 \times 7 \times 108,58 = 531,94 \text{ mm}$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{531,94}{78.500} = 0,0068 < 0,007 \text{ maka diambil nilai minimum}$$

$$A_s = 12.496 \text{ mm}^2$$

$$\frac{12.496 \times 400 \times 0,85}{0,85 \times 40 \times 350} > \frac{4.000}{600 \times 0,007}$$

$$357,03 \text{ mm} < 952,38 \text{ mm}$$

Berdasarkan pendekatan perpindahan, komponen batas khusus tidak terpenuhi. Namun komponen batas harus tetap diperlukan karena sebagai pengaku dinding geser. Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.9.6.4 komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari  $c - l_w$  dan  $\frac{c}{2}$  sehingga untuk :

- panel 1

$$1.904,76 - (1 \times 800) = 1.104,76 \text{ mm (menentukan)}$$

$$\approx 1.150 \text{ mm}$$

$$\frac{1.904,76}{2} = 952,38 \text{ mm}$$

- panel 2

$$952,38 - (1 \times 400) = 552,38 \text{ mm (menentukan)} \\ \approx 600 \text{ mm}$$

$$\frac{952,38}{2} = 476,19 \text{ mm}$$

#### 7.4.5 Tulangan Transversal Daerah Komponen Batas Khusus

Data penulangan transversal pada dinding geser baik untuk panel 1 dan panel 2 sebagai berikut :

Diameter tulangan, D : 10 mm

Luas tulangan,  $A_s$  :  $\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$

Jarak spasi tulangan, s : 100 mm

Mutu tulangan,  $f_y$  : 400 MPa

Tebal decking : 40 mm

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.6.4.4 luas penampang total tulangan sengkang tidak boleh kurang dari :

$$A_{sh} = 0,09 \times \left( s \times h_c \times \frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$h_c$  : dimensi penampang inti dari sumbu ke sumbu

- panel 1

$$h_c = 350 - (2 \times 40) - \left( 2 \times \frac{10}{2} \right) = 260 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left( 100 \times 260 \times \frac{40}{400} \right) = 234 \text{ mm}^2$$

digunakan sengkang *boundary element* 2D10 – 100 mm dengan

$$A_s = 260 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 234 \text{ mm}^2$$

- panel 2

$$h_c = 350 - (2 \times 40) - \left( 2 \times \frac{10}{2} \right) = 260 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = 0,09 \times \left( 100 \times 260 \times \frac{40}{400} \right) = 234 \text{ mm}^2$$

digunakan sengkang *boundary element* 2D10 – 100 mm dengan

$$A_s = 260 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 234 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 2847-2013 pasal 14.5.2 kapasitas kekuatan aksial desain dinding geser tidak boleh kurang dari kekuatan aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_{nw} = 0,55\phi \times f'_c \times A_g \times \left[ 1 - \left( \frac{k \times l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$\phi$  : 0,7

k : faktor panjang efektif untuk dinding yang ditahan pada bagian atas atau dasar terhadap translasi lateral diambil nilai 0,8

$l_c$  : jarak vertikal antara dua tumpuan

maka diperoleh :

- panel 1

$$\phi P_{nw} = 0,55 \times 0,7 \times 40 \times 2.800.000 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 4.500}{32 \times 350} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_{nw} = 38.665.000 \text{ N}$$

$$\phi P_{nw} > P_u$$

$$38.665 \text{ kN} > 5.826,48 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

- panel 2

$$\phi P_{nw} = 0,55 \times 0,7 \times 40 \times 1.400.000 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 4.500}{32 \times 350} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_{nw} = 19.332.500 \text{ N}$$

$$\phi P_{nw} > P_u$$

$$19.332 \text{ kN} > 5.098,37 \text{ kN} \quad (\text{Memenuhi})$$

Maka desain penulangan dinding geser ini memenuhi persyaratan dinding struktural beton khusus sebagai bagian dalam sistem pemikul beban gempa.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB VIII**

### **PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEGANG**

#### **8.1. Umum**

Beton prategang merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Beton prategang memiliki keunggulan berupa pemanfaatan penampang optimal dengan kemampuan memikul beban yang sama, penampang beton prategang memiliki dimensi lebih kecil daripada penampang beton bertulang biasa, sehingga akan sangat mempengaruhi berat struktur tersebut. Pengurangan berat struktur berpengaruh pada kekuatan struktur tersebut dalam memikul beban-beban yang terjadi.

Perencanaan beton prategang pada Gedung Apartemen *My Tower* Surabaya ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*). Metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon prategang diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya prategang diberikan. Perencanaan beton prategang dilakukan pada lantai 5 dengan jumlah balok prategang yang didesain adalah 3 buah dan panjang bentang bersihnya adalah 21,84 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok prategang, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan prategang, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (*servisability*), dan penggambaran sebagai output.

#### **8.2. Data Perencanaan Beton Prategang**

Berikut ini adalah data-data perencanaan beton prategang pada lantai 5, beton prategang diklasifikasikan sebagai kelas U :

Panjang bentang = 21,84 meter

Dimensi balok prategang = 70/110 cm

$f_c = 40$  MPa

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai  $f_{ci}$  dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

$$f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal pelat lantai 5 } (t_f) = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Jarak antar balok prategang } (s) = 8 \text{ m}$$

$$\text{Jarak serat terluar tarik dengan titik berat tendon } (d') = 20 \text{ cm}$$

### 8.3. Penentuan Tegangan Ijin Beton Kelas U

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.4.1 :

- Tegangan tekan :  $\sigma_{tk} = 0,60 f_{ci}$

$$\sigma_{tk} = 0,60 \times f_{ci} = 0,60 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik :  $\sigma_{tr} = 0,25 \sqrt{f_{ci}}$

$$\sigma_{tr} = 0,25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,25 \times \sqrt{35,2} = 1,48 \text{ MPa}$$

b. Segera setelah setelah terjadi kehilangan gaya prategang (saat beban bekerja), tegangan serat-serat terluar sesuai SNI 2847-2013 pasal 18.4.2 :

- Tegangan tekan :  $\sigma_{tk} = 0,45 f_c$

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik :  $\sigma_{tr} = 0,62 \sqrt{f_c}$

$$\sigma_{tr} = 0,62 \times \sqrt{f_c} = 0,62 \times \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

### 8.4. Dimensi Penampang Balok Prategang Sebelum Komposit

$$y_{top} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 110 = 55 \text{ cm}$$

$$y_{bot} = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 110 = 55 \text{ cm}$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 = \frac{1}{12} \times 70 \times 110^3 = 7.764.166,67 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{top}} = \frac{I_{\text{balok}}}{y_{\text{top}}} = \frac{7.764.166,67}{55} = 141.166,67 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{bot}} = \frac{I_{\text{balok}}}{y_{\text{top}}} = \frac{7.764.166,67}{55} = 141.166,67 \text{ cm}^3$$

$$A_{\text{balok}} = b \times h = 70 \times 110 = 7.700 \text{ cm}^2$$

### Setelah Komposit

Menentukan lebar efektif sayap balok :

Dalam mencari lebar efektif ( $b_w$ ), maka digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 2847-2013 pasal 8.12, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- delapan kali tebal pelat

- setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai berikut :

$$b_{\text{eff}} = \frac{L}{4} = \frac{21.84}{4} = 5,46 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_w + 2(8t) = 0,7 + 2 \times (8 \times 0,15) = 3,1 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = b_w + \frac{1}{2}s = 0,7 + \frac{1}{2}(8) = 4,7 \text{ m}$$

Sehingga nilai  $b_{\text{eff}}$  yang terkecil ialah 3 meter. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, atau sepanjang 5,46 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton prategang hanya digunakan pada saat analisis tegangan yang terjadi pada beton prategang sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah selebar 4,7 m, sesuai dengan jarak antar balok prategang yang sebenarnya.

Penampang balok prategang menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok prategang berbeda, sehingga perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya. Perhitungan dapat menggunakan sebagai berikut,

$$E_{\text{pelat}} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25.742,960 \text{ MPa}$$

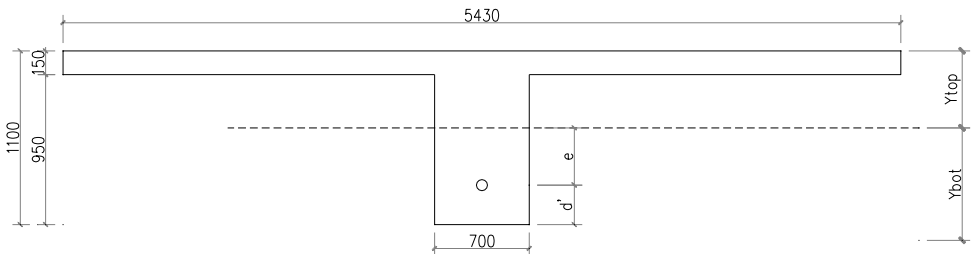
$$E_{\text{balok}} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29.725,41 \text{ MPa}$$



Dalam perhitungan tegangan, maka kita perlu menganalisa lebar efektif balok yang baru karena nilai mutu pelat dan beton prategang berbeda. Perumusan yang digunakan untuk perhitungan lebar efektif ialah dengan membandingkan modulus elastisitas pelat dan balok, lalu dikalikan dengan lebar efektif yang ada, sebesar 4,7 meter.

$$b_{eff} = \frac{E_{balok}}{E_{pelat}} \times s = \frac{29.725,41}{25.742,960} \times 4.7 = 5,43 \text{ m} = 5.430 \text{ mm}$$

Dimensi penampang balok komposit



**Gambar 8. 1** Penampang komposit balok prategang

Dari hasil perhitungan manual, diperoleh nilai-nilai untuk :

$$A_{pelat} = 543 \times 15 = 8.140,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = 70 \times 95 = 6.650 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 8.140,64 + 6.650 = 14.790,64 \text{ cm}^2$$

$$Y_{top} = \frac{(6.650 \times 62,5) + (8.140,64 \times 7,5)}{6.650 + 8.140,64} = 32,23 \text{ cm}$$

$$Y_{bot} = 110 - 32,23 = 77,77 \text{ cm}$$

$$I_{komposit} = \left( \frac{1}{12} \times 70 \times 95^3 \right) + (6.650 \times 30,27^2) + \left( \frac{1}{12} \times 7.967,43 \times 15^3 \right) + (8.140,64 \times 24,73^2) = 16.074.689,40 \text{ cm}^4$$

$$W_{top} = \frac{16.074.689,40}{32,23} = 498.749,28 \text{ cm}^3$$

$$W_{bot} = \frac{16.074.689,40}{77,77} = 206.695,25 \text{ cm}^3$$

$$K_{top} = \frac{14.790,64}{206.695,25} = 13,97 \text{ cm}$$

$$K_{bot} = \frac{14.790,64}{498.749,28} = 33,72 \text{ cm}$$

### 8.5. Beban Balok Prategang

Dilakukan perhitungan beban merata yang terjadi pada balok prategang yaitu :

Beban mati :

Berat pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{e\ pelat} \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 8 \times 0,15 \\ &= 2.880\ kg/m \end{aligned}$$

Berat sendiri balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 2400 \times 0,70 \times 0,95 \\ &= 1.596\ kg/m \end{aligned}$$

Berat tambahan (dari beban lantai per meter)

$$q_d = 1.040\ kg/m$$

Beban hidup :

$$q_l = 250\ kg/m^2$$

$$\begin{aligned} q_l &= q_l \times b_{e\ pelat} \\ &= 250 \times 8 \\ &= 2.000\ kg/m \end{aligned}$$

Setelah didapat beban merata kemudian dihitung momen yang terjadi pada tengah bentang balok prategang dengan panjang bentang ( $l$ ) adalah 21,84 meter. Perhitungan momen seperti pada tabel 8.1

**Tabel 8. 1** Perhitungan Momen

Jenis beban	Beban terbagi rata (Kg/m)	Momen tengah bentang (Kgm) $1/8 \times q \times l^2$
pelat	2,880.00	171,714.82
balok pratekan	1,596.00	95,158.63
beban mati tambahan	1,040.00	62,008.13
hidup	2,000.00	119,246.40

### 8.6. Analisa Gaya Prategang

*Preliminary* gaya prategang dilakukan dengan merencanakan tendon tunggal sepanjang balok dan merencanakan eksentrisitas untuk kemudian menghasilkan nilai gaya prategang (F).

Analisa dilakukan pada dua kondisi, yaitu kondisi sesaat setelah penyaluran gaya prategang dan kondisi beban layan. Kedua kondisi tersebut dilakukan dengan asumsi bahwa struktur balok adalah *simple beam*. Kemudian nilai F didapatkan dari kondisi batas berupa tegangan ijin beton yang telah dihitung sebelumnya.

Nilai  $e$  rencana sebesar :

$$e = Y_{\text{botom}} - d' = 77,77 - 20 = 57,77 \text{ cm}$$

#### 1. Gaya prategang sesaat setelah penyaluran (sebelum komposit)

Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok sehingga momen yang digunakan adalah momen balok,  $M_{\text{balok}}$ .

##### a. Serat atas

$$\sigma_t \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{balok}}}{W_t}$$

$$-1,48 \leq \frac{F_o}{770.000} - \frac{F_o \times 577,7}{141.166.666,67} + \frac{951.586.272}{144.000.000}$$

$$F_o = 2.943.885,41 \text{ N}$$

##### b. Serat bawah

$$\sigma_b \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_{\text{balok}}}{W_b}$$

$$21,12 \geq \frac{F_o}{770.000} + \frac{F_o \times 577,7}{141.166.666,67} - \frac{951.586.272}{144.000.000}$$

$$F_o = 5.168.007,89 \text{ N}$$

Kontrol gaya  $F_o$  pada kondisi sesaat setelah penyaluran

$$F_o = 2.943.885,41 \text{ N}$$

$$\sigma_t : -1,48 \leq -1,48 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_b : 21,12 \geq 9,13 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$F_o = 5.168.007,89 \text{ N}$$

$$\sigma_t : -1,48 \leq -7,70 \text{ MPa} \quad (\text{tidak ok})$$

$$\sigma_b : 21,12 \geq 21,12 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

## 2. Gaya prategang saat beban layan (setelah komposit)

Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok, pelat, beban mati tambahan serta beban hidup. Sehingga momen yang digunakan adalah momen total dari semua beban,  $M_{\text{total}}$

### a. Serat atas

$$\sigma_t \geq \frac{\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{balok}}}{W_t}}{F} = \frac{\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{\text{balok}}}{W_t}}{F \times 577,7} + \frac{951.586.272}{498.749.283,20}$$

$$18 \geq \frac{F}{1.479.063,88} - \frac{F \times 577,7}{498.749.283,20} + \frac{951.586.272}{498.749.283,20}$$

$$F = -18.695.719,03 \text{ N}$$

### b. Serat bawah

$$\sigma_b \leq \frac{\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{\text{balok}}}{W_t}}{F} = \frac{\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{\text{balok}}}{W_t}}{F \times 660} - \frac{951.586.272}{498.749.283,20}$$

$$-3,92 \leq \frac{F}{1.479.063,88} + \frac{F \times 660}{498.749.283,20} - \frac{951.586.272}{498.749.283,20}$$

$$F = 5.116.446,97 \text{ N}$$

Kontrol gaya  $F$  pada kondisi saat beban layan

$$F = -18.695.719,03 \text{ N}$$

$$\sigma_t : 18 \geq 16,76 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_b : -3,92 \leq -83,57 \text{ MPa} \quad (\text{tidak ok})$$

$$F = 5.116.446,97 \text{ N}$$

$$\sigma_t : 18 \geq 5,27 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

$$\sigma_b : -3,92 \leq -0,92 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

Sehingga dari dua kondisi di atas diperoleh gaya prategang sebesar 5.116.446,97 N.

### 8.7. Penentuan Strand dan Tendon yang Digunakan

Dari gaya prategang yang telah ditentukan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah kabel *strand* dan tendon dapat dilakukan. Penggunaan kabel strand untuk sistem prategang diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 18.5 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan tarik pada saat penarikan (*jacking*) tidak boleh melebihi  $0,94 f_{py}$  atau  $0,80 f_{pu}$  serta untuk baja prategang pasca tarik pada saat setelah transfer gaya tidak boleh melebihi  $0,70 f_{pu}$ .

Data kabel strand yang direncanakan sebagai baja prategang diperoleh dari tabel VSL (tabel terlampir) dengan spesifikasi sebagai berikut :

Type strand : ASTM A 416-06 Grade 270

Diameter : 15,24 mm

Luas penampang :  $140 \text{ mm}^2$

Kuat tarik  $f_{pu}$  : 1.860 MPa

Kuat leleh  $f_{py}$  : 1.675 MPa

Tegangan ijin baja prategang :

$$0,94 f_{py} = 0,94 \times 1.675 = 1.574,5 \text{ MPa}$$

$$0,80 f_{pu} = 0,80 \times 1.860 = 1.488 \text{ MPa}$$

$$0,70 f_{pu} = 0,70 \times 1.860 = 1.302 \text{ MPa}$$

Diambil nilai tegangan ijin terkecil yaitu 1.302 MPa.

Dengan nilai tegangan ijin baja prategang serta gaya prategang yang didapat, selanjutnya dapat ditentukan jumlah kabel *strand* yang dibutuhkan. Luas total *strand* yang dibutuhkan,

$$A_{ps} = \frac{5.116.446,97}{1.302} = 3.929,68 \text{ mm}^2$$

sehingga jumlah *strand* yang dibutuhkan,  $n = \frac{3.929,68}{140} \approx 29$  buah.

Dari data kabel *strand* yang diperoleh maka direncanakan balok prategang menggunakan 1 buah tendon. Adapun spesifikasi tendon sesuai dengan tabel VSL adalah sebagai berikut :

Tipe tendon : Tendon unit 6-31

Jumlah *strand* : 29 buah (*strand* tipe ASTM)

Luas area baja,  $A_p$  : 4.060 mm<sup>2</sup>

Minimum *breaking load* : 7.560 kN

Kontrol tegangan tendon terpasang

$$\frac{F}{A_p} < 0,7 f_{pu} \longrightarrow \frac{5.116.446,97}{4.060} < 0,7 \times 1860$$

$$1.260,21 \text{ MPa} < 1.302 \text{ MPa} \quad (\text{ok})$$

## 8.8. Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat *stressing*. Dimana kehilangan gaya prategang yang terjadi sesuai dengan tahapan-tahapan kondisi beban kerja. Kehilangan gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

### 1. Kehilangan langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- a. Kehilangan akibat perpendekan elastis beton (*Elastic Shortening Concrete, ES*).

Akibat gaya *jacking* yang terjadi pada tendon prategang maka beton akan mengalami perpendekan elastis (karena tekanan gaya tekan), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendekan yang menyebabkan berkurangnya gaya prategang awal. Namun pada metode pasca tarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan. Sehingga kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak perlu diperhitungkan.

$$ES = 0$$

### 8.12.1. Data Perencanaan

Momen akibat gempa hasil perhitungan SAP2000 :

Momen akibat gempa pada daerah lapangan = 1.651,92 kgm

Momen akibat gempa pada daerah tumpuan = 1.565,90 kgm

Mutu baja tulangan	: 400 MPa
Mutu beton prategang	: 40 MPa
Diameter tulangan rencana	: 22 mm
Diameter tulangan sengkang	: 10 mm
Tebal selimut	: 40 mm
d	: $1200 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \times 22 = 1.139$ mm
$\phi$	: 0,69

#### Penulangan Lentur Akibat Gempa daerah Lapangan

Digunakan tulangan tarik 7 D22 ( $A_s = 2.659,58 \text{ mm}^2$ )

Dimisalkan tulangan tekan leleh maka :

$$\begin{aligned}
 Mn_1 &= A_s \times f_y \times \left( d - \frac{A_s \times f_y}{2 \times 0,85 \times f_{t_c} \times b} \right) \\
 &= 2.659,58 \times 400 \times \left( 1.139 - \frac{2.659,58 \times 400}{2 \times 0,85 \times 40 \times 700} \right) \\
 &= 1.081.545.428,58 \text{ Nmm} > 23.940.869,57 \text{ Nmm} \\
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} = \frac{23.940.869,57}{0,69} = 34.696.912,42 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Karena  $Mn_1 > Mn$ , diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa dengan tulangan tarik saja sehingga digunakan desain tulangan tekan 7 D22.

$$\text{Kontrol jarak tulangan} = \frac{700 - [(2 \times 40) + (2 \times 10) + (7 \times 22)]}{7 - 1} = 74,33 \text{ mm}$$

Jarak tulangan  $S > S_{min} = 25 \text{ mm}$

Lebar balok memadai untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

Sehingga dipasang tulangan 7D22 ( $A_s = 2.659,58 \text{ mm}^2$ ) pada serat atas dan serat bawah.

#### Penulangan Lentur Akibat Gempa daerah Tumpuan

Besarnya penulangan tarik dalam SNI dikontrol pada saat melakukan kontrol momen nominal penampang balok prategang. Pada perencanaan ini penulangan diambil menggunakan rasio tulangan minimum  $\rho = 0,0035$  sepanjang sendi plastis.

Sehingga didapat nilai  $A_s$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 700 \times 1.139 \\ &= 2.545,55 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_{s \text{ perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 2.545,55 : (1/4 \times \pi \times 22^2) \\ &= 6,7 \approx 7 \text{ buah} \end{aligned}$$

Sehingga pada serat atas dan serat bawah daerah tumpuan dipasang tulangan 7D22 ( $A_s = 2.659,58 \text{ mm}^2$ )

### 8.12.2. Kontrol Momen Nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing-masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.7 tentang kekuatan lentur.

Data perhitungan :

$$A_p : 4.060 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} : 1.860 \text{ MPa}$$

$$f_{py} : 1.675 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} : \frac{1860}{1675} = 0,90 \text{ karena bernilai } \leq 0,90 \text{ maka } \gamma_p = 0,28$$

$$b_{\text{eff}} : 700 \text{ mm}$$

$$d : 1.100 - 40 - 10 - \frac{1}{2} \times 22 = 1.039 \text{ mm}$$

Rumusan untuk menghitung momen nominal  $M_n$ , apabila tulangan tekan diabaikan :

$$M_n = T_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + T_p \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

dimana :  $T_s \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$  adalah momen nominal yang dipikul tulangan tarik.

$T_p \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$  adalah momen nominal yang dipikul oleh kabel prategang.



Tegangan dalam baja prategang saat kuat lentur nominal sesuai pasal 18.7.2 untuk komponen struktur yang menggunakan tendon prategang dengan lekatan penuh

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_{ps} \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

Dimana :

$d_p$  : jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan prategang

$\rho_{ps}$  : rasio tulangan prategang terpasang

$\omega'$  : nilai dari  $\frac{\rho' \times f_y}{f'c}$  dengan  $\rho'$  adalah rasio tulangan tarik

$$: \frac{0,00366 \times 400}{40} = 0,0366$$

$\omega$  : nilai dari  $\frac{\rho \times f_y}{f'c}$  dengan  $\rho$  adalah rasio tulangan tekan

$$: \frac{(0,00366) \times 400}{40} = 0,0366$$

$\beta_1$  : 0,8

### Momen Nominal Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dapat dilihat pada gambar 8.5 dimana tendon berada di daerah batas kern. Pada serat atas dan serat bawah dipasang 7D22 dengan  $A_s = 2.659,58 \text{ mm}^2$

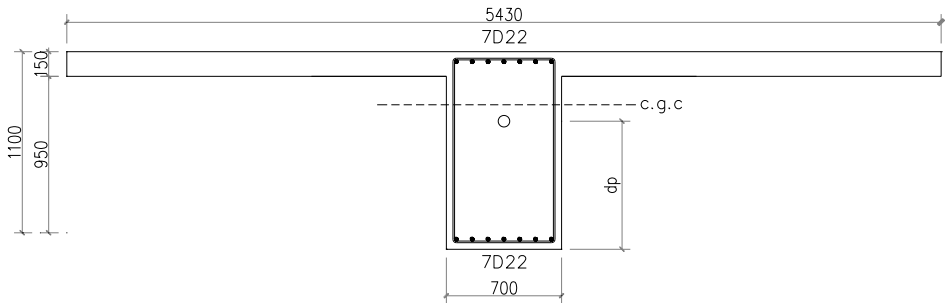
$d_p$  : 777,77 mm

$$\rho_{ps} : \frac{A_p}{b \times d_p} = \frac{5.078,26}{700 \times 777,77} = 0,01$$

$$f_{ps} = 1860 \left( 1 - \frac{0,28}{0,8} \left[ 0,01 \times \frac{1860}{40} + \frac{1.039}{777,77} \times (0,0366 - 0,0366) \right] \right) \\ = 1.577,62 \text{ MPa}$$

$$a_{ps} = \frac{A_p \times f_{ps}}{0,85 \times f_c \times b_{eff}} = \frac{4.060 \times 1.577,62}{0,85 \times 40 \times 5.427,09} = 35,96 \text{ mm}$$

$$a_{lentur} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b_w} = \frac{2.659,58 \times 400}{0,85 \times 40 \times 700} = 44,70 \text{ mm}$$



**Gambar 8. 5** Penampang tumpuan balok prategang

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.5.2.5 (a) nilai  $f_{pc}$  harus lebih kecil dari 3,5 MPa atau  $f_c/10$

$$f_{pc} = \frac{F}{A_{total}} = \frac{3.726.573,38}{1.479.063,88} = 2,52 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa} \quad (\text{memenuhi})$$

$$2,52 \text{ MPa} < \frac{40}{10} = 4 \text{ MPa} \quad (\text{memenuhi})$$

Sedangkan pada pasal 21.5.2.5 (c) baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis.

$$M_n = M_{n\text{prategang}} + M_{n\text{lentur}}$$

$$M_n = A_p \times f_{ps} \times \left(d_p - \frac{a_p}{2}\right) + A_s \times f_y \times \left(d' - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 4.060 \times 1.732,32 \times \left(777,7 - \frac{43,42}{2}\right) + 2.659,58 \times 400 \times \left(1.039 - \frac{44,7}{2}\right)$$

$$M_n = 6.122.300.703,69 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,69 \times 6.122.300.703,69 = 4.224.387.485,5 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$422.438,75 \text{ kgm} > 419.747,35 \text{ kgm} \quad (\text{memenuhi})$$

### **Kontrol Prestressing Partial Ratio (PPR)**

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

$$M_{np} = A_p \times f_{ps} \times \left(d_p - \frac{a_p}{2}\right)$$

$$= 4.060 \times 1.732,32 \times \left(777,7 - \frac{43,42}{2}\right)$$

$$= 5.040.755.275,11 \text{ Nmm}$$

Mn = momen nominal total = 6.122.300.703,69 Nmm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{5.040.755.275,11}{6.122.300.703,69} = 0,62$$

40% < **62 %** < 70 % ... (OK)

Sehingga dengan kontrol *prestressing partial ratio* maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan *service ability*.

$$\phi M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$422.438,75 \text{ kgm} > 223.574,61 \text{ kgm} \quad (\text{memenuhi})$$

### Momen Nominal Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dapat dilihat pada gambar 8.6 dimana tendon berada di daerah batas limit. Pada serat atas dan serat bawah dipasang 4D22 dengan  $A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$

$d_p : 900 \text{ mm}$

$$\rho_{ps} : \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4.060}{700 \times 900} = 0,0064$$

$$f_{ps} = 1860 \left( 1 - \frac{0,28}{0,8} \left[ 0,0081 \frac{1860}{40} + \frac{1.039}{900} (0,0366 - 0,0366) \right] \right)$$

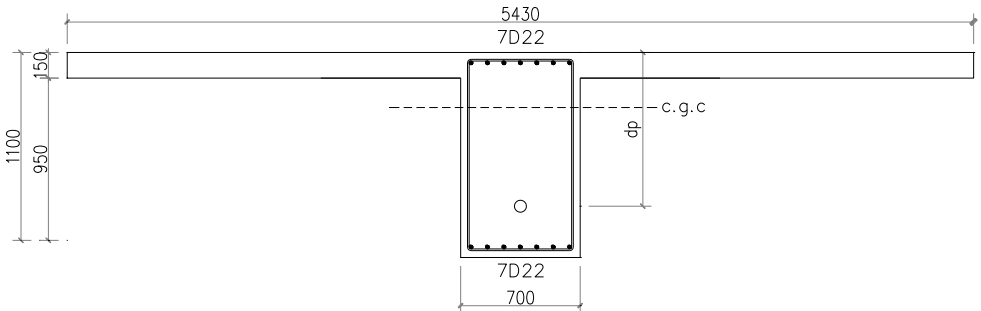
$$\text{dikarenakan nilai } 0,00296 \frac{1860}{40} + \frac{1.039}{900} (0,0366 - 0,0366) < 0,17$$

maka diambil minimal nilai 0,17 sehingga  $f_{ps}$  diperoleh

$$= 1.749,33 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f_c \times b_{eff}} = \frac{4.060 \times 1.749,33}{0,85 \times 40 \times 5.427,09} = 38,49 \text{ mm}$$

$$a_{lentur} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c \times b_w} = \frac{2.659,58 \times 400}{0,85 \times 40 \times 700} = 44,70 \text{ mm}$$



**Gambar 8. 6** Penampang lapangan balok prategang

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_p - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 2.659,58 \times 400 \times \left(900 - \frac{48,14}{2}\right) + 4.060 \times 1749,33 \times \left(1.039 - \frac{44,70}{2}\right) \\
 &= 7.336.912.702,01 \text{ Nmm} \\
 \phi M_n &= 0,69 \times 7.336.912.702,01 = 5.062.469.764,39 \text{ Nmm} \\
 \phi M_n &> M_u \\
 506.246,98 \text{ kgm} &> 419.747,35 \text{ kgm} \quad (\text{ok})
 \end{aligned}$$

### Kontrol *Prestressing Partial Ratio* (PPR)

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

$$\begin{aligned}
 M_{np} &= A_p \times f_{ps} \times \left(d_p - \frac{a_p}{2}\right) \\
 &= 2.659,58 \times 400 \times \left(900 - \frac{48,14}{2}\right) \\
 &= 6.255.367.273,43 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \text{momen nominal total} = 7.336.912.702,01 \text{ Nmm}$$

$$\text{Maka, } PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{6.255.367.273,43}{7.336.912.702,01} = 0,65$$

$$40\% < \mathbf{65\%} < 70\% \dots (\mathbf{OK})$$

Sehingga dengan kontrol *prestressing partial ratio* maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

Selain terhadap kuat ultimate nilai momen nominal juga harus dibandingkan dengan batas retak yang terjadi untuk batas layan *service ability*.

$$\phi M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$506.246,98 \text{ kgm} > 223.574,61 \text{ kgm} \quad (\text{ok})$$

### 8.13. Penulangan Geser

Perilaku balok prategang pada saat gagal karena geser sangat berbeda dengan perilaku lentur, yaitu balok tersebut gagal secara tiba-tiba tanpa adanya peringatan sebelumnya yang menandai dan retak yang terjadi jauh lebih lebar daripada retak lentur (*E.G. Nawy, 2001*).

Penulangan geser pada balok prategang berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 11.4.5.1

Jika gaya geser yang terjadi melebihi kapasitas kekuatan penampang beton untuk menahan gaya geser maka dibutuhkan penulangan geser sesuai pasal 11.4.7 dan jika tidak maka hanya perlu dipasang tulangan geser minimum.

Besarnya kebutuhan tulangan geser yang diperlukan oleh balok adalah  $V_s = V_u - \phi V_c$  dimana  $V_u$  adalah gaya geser ultimit yang terjadi sedangkan  $\phi V_c$  adalah kuat geser yang disumbangkan beton. Untuk komponen balok prategang nilai  $\phi V_c$  diambil dari nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$ .

#### 8.13.1. Data Perencanaan

Data-data yang diperlukan untuk merencanakan tulangan geser sebagai berikut :

Gaya dalam didapat dari hasil perhitungan program SAP2000 :

Mutu tulangan : 400 MPa

Diameter, D	: 13 mm
F <sub>eff</sub>	: 3.726.573,38 N (gaya prategang setelah kehilangan)
V <sub>d</sub> '	: 12.342,78 kg
V <sub>i</sub> '	: 22.952,46 kg
M <sub>d</sub> tumpuan	: 24.323,28 kgm
M <sub>d</sub> lapangan	: 155.264,71 kgm
M <sub>max</sub> tumpuan	: 497.747,43 kgm
M <sub>max</sub> lapangan	: 483.253,25 kgm

Dimana :

V <sub>d</sub> '	: Gaya geser akibat beban mati (dead)
V <sub>i</sub> '	: Gaya geser akibat beban hidup & beban mati total
M <sub>d</sub>	: Momen akibat berat sendiri balok
M <sub>max</sub>	: Momen akibat beban mati total dan beban hidup

### 8.13.2. Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang.

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{f'_c} + f_{pc}) b_w \times d + V_p$$

Dimana :

V<sub>p</sub> : Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang

d : Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

f<sub>pc</sub> : Tegangan tekan setelah kehilangan gaya prategang

$$= \frac{F}{A_{beton}} = \frac{3.726.573,38}{1.479.063,88} = 2,52 \text{ MPa}$$

$$P = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 3.726.573,38 \times 577,70}{21840^2} = 36,11 \text{ MPa}$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times P = \frac{21.840}{2} \times 36,11 = 394.293,30 \text{ N}$$

### Daerah Tumpuan

Jarak x diambil sebesar  $0,5 \times h_{kolom} = 0,5 \times 1.200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$

$$V_p = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_p' = \frac{0,5 \times 21.840 - 600}{0,5 \times 21.840} \times 394.293,3 = 372.628,84 \text{ N}$$

$$d : 412,78 \text{ mm}$$

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{40} + 2,53) \times 700 \times 742,29 + 372.628,84 \\ = 1.751.248,37 \text{ N}$$

### Daerah Lapangan

Jarak x diambil sebesar sendi plastis = 5.460 mm

$$V_p : \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V'_p = \frac{0,5 \times 21.840 - 5.460}{0,5 \times 21.840} \times 394.293,3 = 217.366,8 \text{ N}$$

$$d : 950 \text{ mm}$$

$$V_{cw} = 0,3(\sqrt{40} + 2,52) \times 700 \times 950 + 217.366,8 \\ = 1.981.765,56 \text{ N}$$

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser.

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \right)$$

Dimana :

$$M_{cr} = \left( \frac{I}{y_t} \right) \left( \frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_{beton}} + \frac{F_{eff} \times e}{W_{bott}} ; \quad f_d = \frac{M_d}{W_{bott}}$$

$$V_d = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V'_d ; \quad V_i = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V'_i$$

### Daerah Tumpuan

Jarak x diambil sebesar  $0,5 \times h_{kolom} = 0,5 \times 1.200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$

$$f_{pe} = \frac{3.726.573,38}{1.479.063,88} + \frac{3.726.573,38 \times 35,41}{206.695.247,49} = 3,16 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{243.232.800}{206.695.247,49} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \left( \frac{160.746.893.975,02}{322,30} \right) \times \left( \frac{\sqrt{40}}{2} + 3,16 - 1,18 \right) \\ = 2.565.339.621,92 \text{ Nmm}$$

$$V_d = \frac{0,5 \times 21.840 - 600}{0,5 \times 21.840} \times 12.342,78 = 55.610,33 \text{ N}$$

$$V_i = \frac{0,5 \times 21.840 - 600}{0,5 \times 21.840} \times 22.952,46 = 103.412,18 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  untuk tumpuan :

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{40}}{20} \times 700 \times 742,29 + 55.610,33 + \frac{103.412,2 \times 2.565.339.621,9}{4.977.474.300} \right) \\ = 273.219,93 \text{ N}$$

Nilai  $V_{ci}$  tidak boleh lebih kecil dari :

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{7} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{40}}{7} \times 700 \times 742,29 = 469.462,91 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  dipakai 273.219,93 N

### Daerah Lapangan

Jarak x diambil sebesar 5.460 mm

$$f_{pe} = \frac{3.726.573,38}{1.479.063,88} + \frac{3.726.573,38 \times 577,70}{206.695.247,49} = 12,94 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{1.552.647.100}{206.695.247,49} = 7,51 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \left( \frac{160.746.893.975,02}{322,30} \right) \times \left( \frac{\sqrt{40}}{2} + 12,94 - 7,51 \right) \\ = 4.282.057.309,39 \text{ Nmm}$$

$$V_d = \frac{0,5 \times 21.840 - 5.460}{0,5 \times 21.840} \times 12.342,78 = 61.713,90 \text{ N}$$

$$V_i = \frac{0,5 \times 21.840 - 5.460}{0,5 \times 21.840} \times 22.952,46 = 114.762,30 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  untuk tumpuan :

$$V_{ci} = \left( \frac{\sqrt{40}}{20} \times 700 \times 950 + 61.713,9 + \frac{114.762,30 \times 4.282.057.309,39}{4.832.532.500} \right) \\ = 373.695,06 \text{ N}$$

Nilai  $V_{ci}$  tidak boleh lebih kecil dari :

$$\frac{\sqrt{f'_c}}{7} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{40}}{7} \times 700 \times 950 = 600.832,76 \text{ N}$$

Sehingga nilai  $V_{ci}$  dipakai 373.695,06 N



### 8.13.3. Perencanaan Tulangan Geser

Tulangan geser akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan dan daerah lapangan. Besarnya nilai  $V_c$  diambil yang terkecil dari nilai antara  $V_{cw}$  dan  $V_{ci}$ .

$$V_g = V_d' + V_i' = 123.427,8 + 229.524,6 = 352.952,40 \text{ N}$$

$$V_u = V_g + V_p' = 352.952,40 + 394.293,30 = 747.245,70 \text{ N}$$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,67 \text{ mm}^2$$

$$d = 1.039 \text{ mm}$$

#### Daerah Tumpuan

Jarak x sebesar 600 mm

$$V_u = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_u$$

$$= \frac{0,5 \times 21.840 - 600}{0,5 \times 21.840} \times 747.245,70 = 747.245,70 \text{ N}$$

$$V_c = 273.219,93 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 747.245,70 - 0,75 \times 273.219,93 = 501.273,30 \text{ N}$$

Jarak spasi tulangan :

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{132,66 \times 400 \times 1.039}{501.273,30} = 109,99 \text{ mm}$$

sehingga dapat dipasang tulangan geser D13 – 100 mm pada daerah tumpuan.

#### Daerah Lapangan

Jarak x sebesar 5.460 mm

$$V_u = \frac{0,5L-x}{0,5L} \times V_u$$

$$= \frac{0,5 \times 21.840 - 5.460}{0,5 \times 21.840} \times 747.245,70 = 709.883,42 \text{ N}$$

$$V_c = 373.695,06 \text{ N}$$

$$V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 709.883,42 - 0,75 \times 373.695,06 = 429.612,13 \text{ N}$$

Jarak spasi tulangan :

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{132,66 \times 400 \times 1.039}{429.612,13} = 128,34 \text{ mm}$$

sehingga dapat dipasang tulangan geser D13 – 120 mm pada daerah lapangan.

#### 8.14. Pengangkuran Ujung

Pada balok prategang prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.13.4.2.

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai volume beton dimana gaya prategang yang terpusat pada angkur menyebar ke arah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekangan di seluruh zona pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 03-2847-2013 pasal 20.13.5 Gaya tendon dikalikan dengan faktor beban sebesar 1,2.

$$F_o = 5.116.446,97 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \times 5.116.446,97 = 6.139.736,36 \text{ N}$$

Salah satu metode perhitungan yang dapat digunakan untuk perencanaan daerah pengangkuran global yaitu :

$$T_{\text{pencar}} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{\text{pencar}} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

$\Sigma P_u$  : Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a : Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e : Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang ( selalu diambil sebagai nilai positif)

h : Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Nilai yang diperoleh :

a = 390 mm (angkur dengan strand 6-31, tabel VSL)

e = 35,41 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 1.100 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{\text{pencar}} &= 0,25 \times 6.139.736,36 \times \left(1 - \frac{390}{1.100}\right) \\ &= 415.365,09 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{pencar}} &= 0,5 \times [1.100 - (2 \times 35,41)] \\ &= 514,59 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{\text{pencar}}}{f_y} = \frac{415.365,09}{400} = 1.038,41 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 ( $A_v = 132,67 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak :

$$n = \frac{1.038,41}{132,67} = 7,83 \approx 8 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{\text{pencar}}}{n} = \frac{514,59}{8} = 64,32 \text{ mm}$$

Sehingga dapat dipasang sengkang D13 – 35 mm.

## **BAB IX**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **9.1. Umum**

Pondasi merupakan struktur bawah dari bangunan yang berfungsi meneruskan beban ke tanah. Dalam merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan pondasi pada gedung ini meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (*pile cap*) dan perencanaan sloof (*tie beam*).

#### **9.2. Data Tanah**

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Pembangunan Gedung Apartemen *My Tower* berlokasi di Surabaya sehingga data tanah yang diperlukan untuk perencanaan pondasi didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur akan dibangun. Lokasi sampel data tanah dalam Tugas Akhir ini diambil di daerah Rungkut Industri no. 4 Surabaya, hasil uji data tanah dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah UK Petra. Data tanah terlampir.

#### **9.3. Spesifikasi Tiang Pancang**

Pondasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* beton prategang dengan bentuk penampang bulat berongga (*Round Hollow*) produk dari PT. WASKITA KARYA. Mutu beton tiang pancang  $600 \text{ kg/cm}^2$  (*concrete cube compressive strength at 28 days*). Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

<i>Diameter outside</i> (D)	: 600 mm
<i>Wall thickness</i> (T)	: 100 mm
<i>Class</i>	: A2

Koefisien efisiensi,  $C_e$

$$C_e = 1 - \left[ \left( \frac{\arctan \frac{600}{1800}}{90^\circ} \right) \times \left( 2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{3} \right) \right] = 0,73$$

Sehingga nilai daya dukung tiang pancang kelompok  $Q_L$  kelompok :

$$\begin{aligned} Q_L \text{ kelompok} &= Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \\ &= 549,47 \times 9 \times 0,73 \\ &= 3.595 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial pada pondasi tiang pancang kelompok :

$$\text{- Reaksi kolom} = 1.468,35 \text{ ton}$$

$$\text{- Berat poer} : 5,4 \times 5,4 \times 1,3 \times 2400 = 90,98 \text{ ton}$$

$$\text{Berat total (P)} = 1.559,33 \text{ ton}$$

$$Q_L \text{ kelompok} = 3.595 \text{ ton} > P = 1.559,33 \text{ ton} \quad (\text{ok})$$

### 9.5.3 Beban Vertikal Ekivalen ( $P_v$ )

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang.

Perhitungan Beban vertikal ekivalen pondasi kelompok yang bekerja pada poer :

$$\Sigma x_i^2 = 2 \times (1,8)^2 = 6,48 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y_i^2 = 2 \times (1,8)^2 = 6,48 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = 1.276,60 + (18.160 \times 1,3) \\ &= 24.884,60 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{uy} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = 18.137 + (18.137 \times 1,3) \\ &= 41.715,10 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\text{Berat total (P)} = \text{Berat total } (\Sigma V) = 1.559.329,20 \text{ kg}$$

Sehingga didapatkan :

$$P_v = \frac{1.559.329,20}{9} + \frac{41.715,10 \times 1,8}{6,48} + \frac{24.884,60 \times 1,8}{6,48} = 191.758,72 \text{ kg}$$

Jadi beban vertikal ekivalen yang diterima 1 tiang adalah 191.758,72 kg.

#### 9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai spesifikasi pondasi tiang pancang dari PT. WASKITA KARYA, yaitu :

Diameter outside (D)	: 600 mm
Wall thickness (T)	: 100 mm
Class	: A2
Bending momen crack	: 19 tm
Bending momen ultimate	: 28,5 tm
Allowable axial load	: 249 ton

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut :

##### Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan tidak diperkenankan menerima gaya aksial yang melebihi 249 ton

$$P_v = 191.758,72 \text{ kg} = 191,76 \text{ ton}$$

$$P_v < P_{ijin}$$

$$191,76 \text{ ton} < 249 \text{ ton} \quad (\text{ok})$$

##### Kontrol Terhadap Bending Momen Crack

Momen maksimum yang disebabkan oleh beban lateral dirumuskan sebagai berikut :

$$M_{\max} = H \times (e + 1,5d + 0,5f)$$

nilainya tidak diperkenankan melebihi 17 tm

dimana,

H : beban lateral

e : jarak antara beban lateral yang bekerja pada muka tanah

d : diameter tiang pancang

f : posisi Mmax dari muka tanah

$$: \frac{H}{9 \times C_u \times d}$$

$C_u$  adalah cohhesion undrained diperoleh dari data tanah sebesar  $1,55 \text{ kg/cm}^2$

Momen arah X :

$$f_x = \frac{18.160}{9 \times 1,55 \times 60} = 21,70 \text{ cm}$$

$$M_{x \text{ max}} = 18.160 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 21,70)$$

$$= 1.831.404,54 \text{ kgcm}$$

$$= 18,31 \text{ tm}$$

$$M_{x \text{ max}} < M_{\text{crack}}$$

$$18,31 \text{ tm} < 19 \text{ tm} \quad (\text{ok})$$

Momen arah Y :

$$f_x = \frac{18.137}{9 \times 1,55 \times 60} = 21,67 \text{ cm}$$

$$M_{x \text{ max}} = 18.137 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 21,67)$$

$$= 1.828.835,84 \text{ kgcm}$$

$$= 18,29 \text{ tm}$$

$$M_{x \text{ max}} < M_{\text{crack}}$$

$$18,29 \text{ tm} < 19 \text{ tm} \quad (\text{ok})$$

### Kontrol Defleksi Tiang

Defleksi yang terjadi pada tiang akibat beban lateral dapat dicari dengan persamaan :

$$Y = \frac{H \times (e + Zf)^3}{12 EI} \text{ untuk fixed-headed pile}$$

dimana,

E : modulus elastis dari material tiang pancang

I : momen inersia dari cross-section tiang pancang

Zf : kedalaman titik jepit tiang

$$fc' \text{ sebesar } 600 \text{ kg/cm}^2 = 60 \text{ MPa}$$

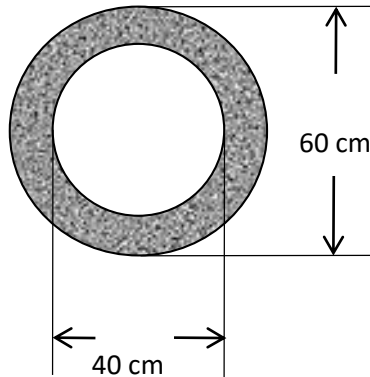
$$E = 4700 \sqrt{fc'}$$

$$= 4700 \times \sqrt{60} = 36406,04 \text{ Mpa}$$

$$= 364.060,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \pi \times (60^4 - 40^4)$$

$$= 510.508,8 \text{ cm}^4$$



**Gambar 9. 4** Penampang tiang pancang

$$\begin{aligned}
 Z_f &= 1,8T = 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \\
 n_h &\text{ untuk tanah } \textit{soft normally-consolidated} \text{ antara } 350 - 700 \\
 &\text{ kN/m}^3, \text{ dipakai } 700 \text{ kN/m}^3 = 0,07 \text{ kg/cm}^3 \\
 &= 1,8 \times \sqrt[5]{\frac{364.060,4 \times 510.508,8}{0,07}} \\
 &= 549,65 \text{ cm} \\
 H_{\text{cap}} &= \frac{2 \times M_n}{e + Z_f} \\
 M_n &\text{ diambil sebesar momen } \textit{crack} \text{ tiang pancang, } 17 \text{ tm} \\
 &= \frac{2 \times 1900.000}{0 + 549,65} = 6.913,46 \text{ kg} \\
 Y &= \frac{6.913,46 \times (0 + 549,65)^3}{12 \times 364.060,4 \times 510.508,81} \\
 &= 0,51 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

### 9.6. Perencanaan Poer

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.



Data perencanaan :

Dimensi poer  $= (5.400 \times 5.400) \text{ mm}^2$

Tebal poer ( t )  $= 1.300 \text{ mm}$

Dimensi kolom  $= (800 \times 1200) \text{ mm}^2$

Daya dukung tiang (tunggal)  $= 2.198,1 \text{ kN}$

Gaya aksial kolom maks.  $= 10.278,46 \text{ kN}$

Mutu beton  $= 30 \text{ Mpa}$

Mutu tulangan  $= 400 \text{ MPa}$

Diameter tulangan utama  $= 25 \text{ mm}$

Diameter tiang pancang (D)  $= 600 \text{ mm}$

Tebal selimut beton  $= 40 \text{ mm}$

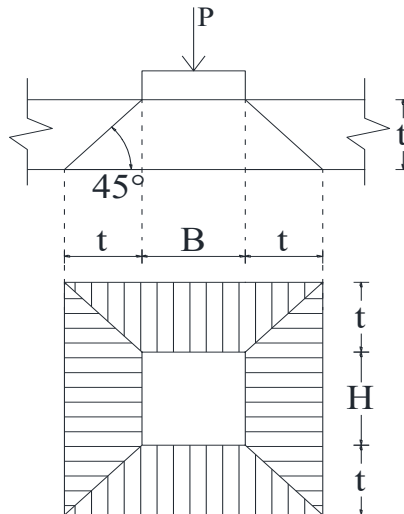
Tinggi efektif balok poer

Arah x (  $d_x$  )  $= 1.300 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 1.247,5 \text{ mm}$

Arah y (  $d_y$  )  $= 1.300 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 1.222,5 \text{ mm}$

### 9.6.1. Kontrol Geser Pons pada Pile Cap

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.



**Gambar 9. 5** Sketsa terjadinya geser pons

Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan sebagai berikut :

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot A \rightarrow \phi V_c = 0,75 \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot [(B + H + 2t)2t\sqrt{2}]$$

Dimana : A = luas selimut ponds

- Kontrol geser ponds terhadap kolom

$$A = (B + H + 2 \times t) \times 2 \times t \times \sqrt{2}$$

$$A = (800 + 1.200 + 2 \times 1.300) \times 2 \times 1.300 \times \sqrt{2} = 16.913.994 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot A \rightarrow \phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 16.913.994 : 1.000$$

$$\phi V_c = 11.580,22 \text{ kN} > P \text{ maks.} = 10.278,46 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi})$$

- Kontrol geser ponds terhadap tiang

$$A = 3,14 \times t \times \sqrt{2} \times (D + t)$$

$$A = 3,14 \times 1.300 \times \sqrt{2} \times (600 + 1.300) = 10.973.920,9 \text{ mm}^2$$

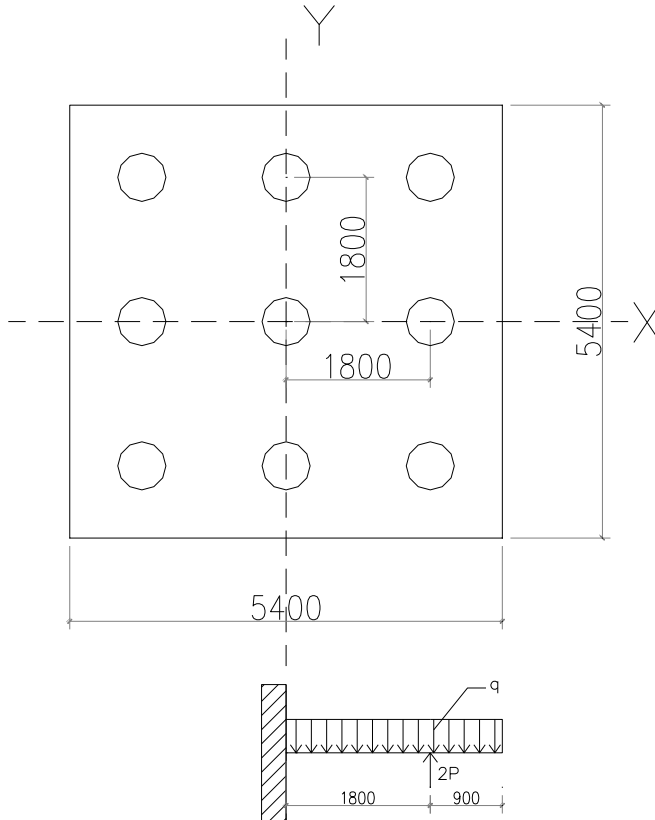
$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot A$$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 10.973.920,9 : 1.000$$

$$\phi V_c = 7.513,33 \text{ kN} > P \text{ ijin} = 2.198,1 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi})$$

### 9.6.2 Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dimodelkan sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom, beban reaksi aksial tiang pancang dan berat sendiri pile cap.



**Gambar 9. 6** Pemodelan kantilever pilecap arah X dan Y

$\rho_{\min} = 0,0020$  sesuai SNI 2847-2013 pasal 7.12.2.1

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta \times f_c'}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 0,80 \times 30}{400} \times \left( \frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0306\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0306 = 0,023$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

**Penulangan arah X**

Beban yang bekerja :

$$\text{Berat pile cap} = 2,70 \times 1,3 \times 2400 = 8.424 \text{ kg/m}$$

$$2 \times P_v = 2 \times 191.758,72 = 383.517,43 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah X} &= (383.517,43 \times 1,8) - (\frac{1}{2} \times 8.424 \times 2,7^2) \\ &= 659.625,90 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6.596.259.000}{0,8 \times 5.400 \times 1.247,50^2} = 0,98$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,98 \times 15,68}{400}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0025$$

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\text{perlu}} = 0,0025$$

$$\begin{aligned} A_s_{\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0025 \times 5.400 \times 1.247,5 = 16.854,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= A_s_{\text{perlu}} : (1/4 \times \pi \times D^2) \\ &= 16.854,43 : (1/4 \times \pi \times 25^2) \\ &= 34,34 \approx 35 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak spasi tulangan} &= \frac{5.400 - [(2 \times 40) + (35 \times 25) + (2 \times 25)]}{35 - 1} = 129,26 \text{ mm} \\ &\text{diambil } 100 \text{ mm. Jadi dipasang tulangan D25 - } 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

**Penulangan arah Y**

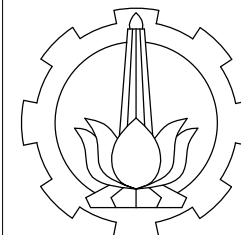
Beban yang bekerja :

$$\text{Berat pile cap} = 2,7 \times 1,2 \times 2400 = 8.424 \text{ kg/m}$$

$$2 \times P_v = 2 \times 191.758,72 = 383.517,43 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah Y} &= (3 \times 191.758,72 \times 1,8) - (\frac{1}{2} \times 8.424 \times 1,8^2) \\ &= 659.625,90 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6.596.259.000}{0,8 \times 5400 \times 1.222,5^2} = 1,02$$



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavoio, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

Denah Pondasi

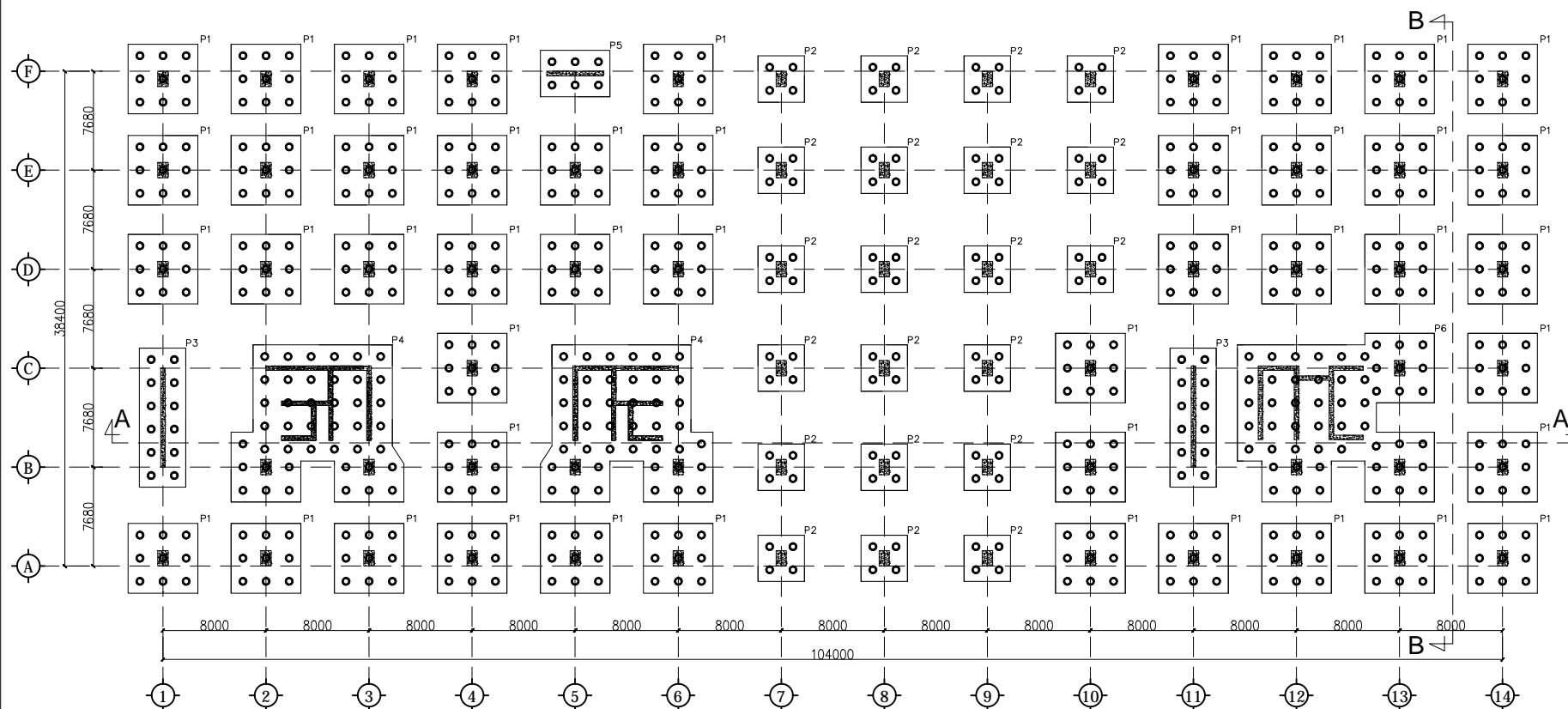
SKALA KODE GAMBAR

1 : 500 STR

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

01 42

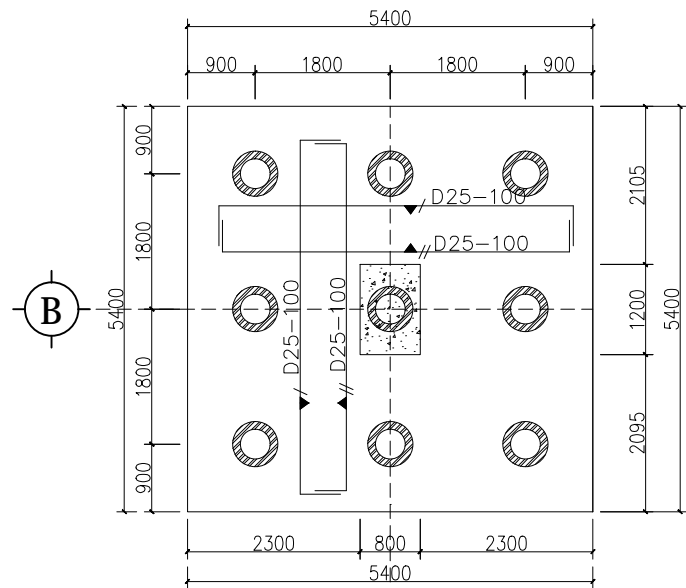
REVISI DISETUJUI



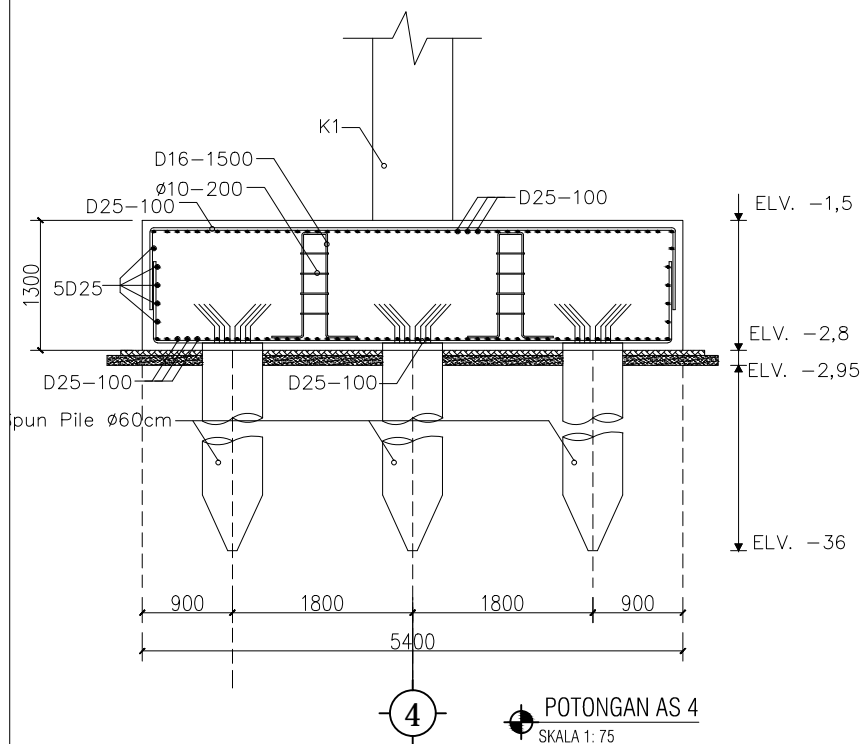
DENAH PONDASI (ELV. -1,5m DAN -2,1m)  
SKALA 1 : 500

### KETERANGAN

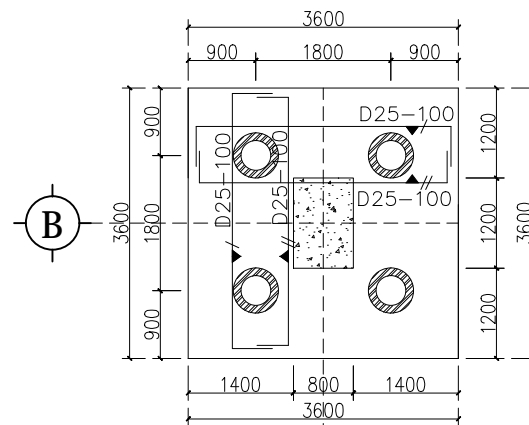
Kode	Dimensi (mm)	Kedalaman	Tiang Pancang
P1	5.400x5.400x1.300	36m	ø60cm Kelas A2
P2	3.600x3.600x1.000	36m	
P3	3.600x10.800x1.200	30m	
P4	10.800x9.000x1.800	30m	
P5	5.400x3.600x1.200	30m	
P6	15.300x12.180x1.800	30m	



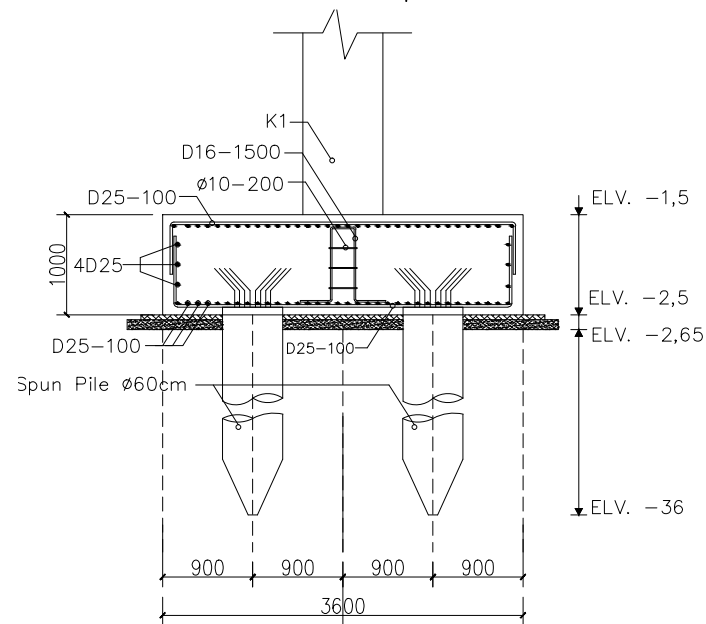
**4** DETAIL P1  
SKALA 1: 100



**4** POTONGAN AS 4  
SKALA 1: 75



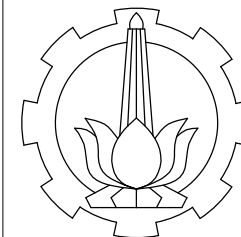
**7** DETAIL P2  
SKALA 1: 100



**7** POTONGAN AS B  
SKALA 1: 75

KETERANGAN

Kode	Dimensi (mm)	Kedalaman	Tiang Pancang
P1	5.400x5.400x1.300	36m	ø60cm Kelas A2
P2	3.600x3.600x1.000	36m	
P3	3.600x10.800x1.200	30m	
P4	10.800x9.000x1.800	30m	
P5	5.400x3.600x1.200	30m	
P6	15.300x12.180x1.800	30m	



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

Detail P1 Dan P2

SKALA KODE GAMBAR

1 : 75  
1 : 100 STR

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

02 42

REVISI DISETUJUI



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

### JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

### DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

### DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

### NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

### JUDUL GAMBAR

Denah Kolom Dan Balok  
Lt. 5

SKALA KODE GAMBAR

1 : 500 STR

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

12 42

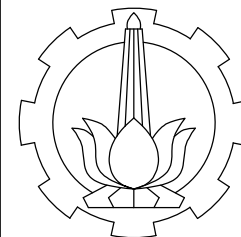
REVISI DISETUJUI



DENAH KOLAM DAN BALOK LT. 5 (ELV. +19,15m)  
SKALA 1 : 500

### KETERANGAN

TIPE	KODE	DIMENSI (mm)	MUTU BETON
Kolom	K1	800X1.200	40 MPa
	K2	800X800	
Dinding Geser	SW1A	350	40 MPa
	SW1B	350	
	SW2	350	
	SW3	350	
	SW4	350	
Sloof	S1	350X700	30 MPa
	SA1	250X500	
Balok	B1	350X700	30 MPa
	BA1	250X500	
	BB	150X300	
	BL1	250X500	
	BL2	200X400	40 MPa
	BP	700X1100	



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

Denah Kolom Dan Balok  
Lt. 6 s/d Lt. Atap

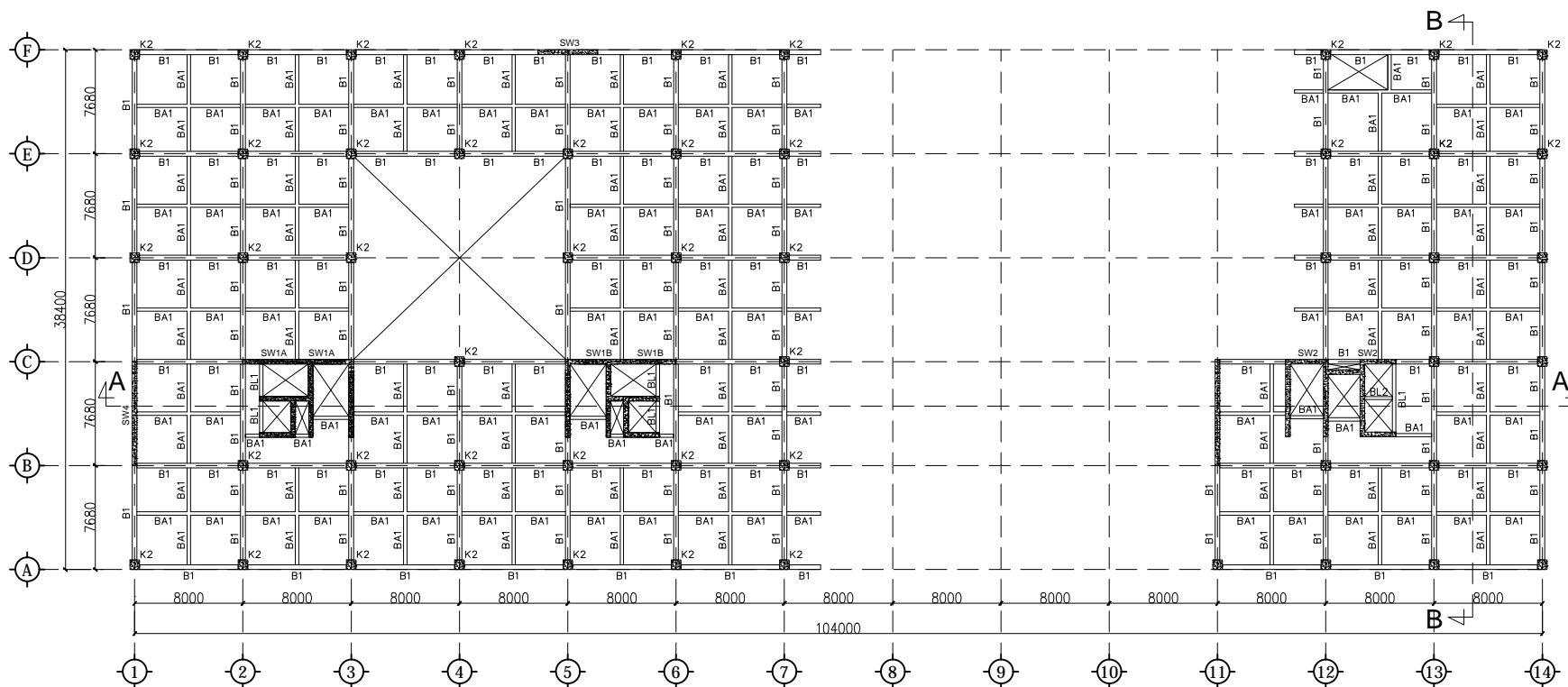
SKALA KODE GAMBAR

1 : 500 STR

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

13 42

REVISI DISETUJUI

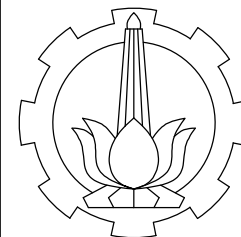


DENAH KOLOM DAN BALOK LT. 6 s/d LT. ATAP (ELV. +24,15m s/d ELV. +75,15m)  
SKALA 1: 500

## KETERANGAN

TIPE	KODE	DIMENSI (mm)	MUTU BETON
Kolom	K1	800X1.200	40 MPa
	K2	800X800	
Dinding Geser	SW1A	350	40 MPa
	SW1B	350	
	SW2	350	
	SW3	350	
	SW4	350	
Sloof	S1	350X700	30 MPa
	SA1	250X500	
Balok	B1	350X700	30 MPa
	BA1	250X500	
	BB	150X300	
	BL1	250X500	
	BL2	200X400	40 MPa
	BP	700X1100	





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

## Detail Penulangan Balok

SKALA	KODE GAMBAR
-------	-------------

1 : 60	STR
--------	-----

NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
------------	-------------

23	42
----	----

REVISI	DISETUJUI
--------	-----------

NOTASI	B1	
	Tumpuan	Lapangan
POTONGAN		
DIMENSI	350 X 700	350 X 700
TULANGAN ATAS	7 D 22	3 D 22
TULANGAN BAWAH	4 D 22	5 D 22
TORSI	4 D 13	4 D 13
SENGKANG	D13 – 100	D13 – 150
SELIMUT	40 mm	40 mm
MUTU BETON	30 MPa	

NOTASI	BA1	
	Tumpuan	Lapangan
POTONGAN		
DIMENSI	250 X 500	250 X 500
TULANGAN ATAS	4 D 19	3 D 19
TULANGAN BAWAH	3 D 19	4 D 19
TORSI	–	–
SENGKANG	ø10 – 100	ø10 – 150
SELIMUT	30 mm	30 mm
MUTU BETON	30 MPa	

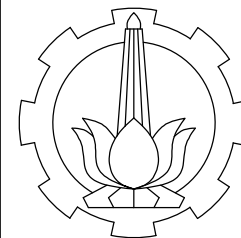
NOTASI	BL1	
	Tumpuan	Lapangan
POTONGAN		
DIMENSI	250 X 500	250 X 500
TULANGAN ATAS	4 D 22	2 D 22
TULANGAN BAWAH	2 D 22	4 D 22
TORSI	–	–
SENGKANG	ø10 – 100	ø10 – 150
SELIMUT	30 mm	30 mm
MUTU BETON	30 MPa	

NOTASI	S1	
	Tumpuan	Lapangan
POTONGAN		
DIMENSI	350 X 700	350 X 700
TULANGAN ATAS	5 D 22	4 D 22
TULANGAN BAWAH	4 D 22	5 D 22
TORSI	–	–
SENGKANG	D10 – 100	D10 – 150
SELIMUT	40 mm	40 mm
MUTU BETON	30 MPa	

NOTASI	SA1	
	Tumpuan	Lapangan
POTONGAN		
DIMENSI	250 X 500	250 X 500
TULANGAN ATAS	4 D 19	2 D 19
TULANGAN BAWAH	2 D 19	4 D 19
TORSI	–	–
SENGKANG	ø10 – 100	ø10 – 150
SELIMUT	30 mm	30 mm
MUTU BETON	30 MPa	

NOTASI	BP	
	Tumpuan	Lapangan
POTONGAN		
DIMENSI	700 X 1100	700 X 1100
TULANGAN ATAS	7 D 22	4 D 22
TULANGAN BAWAH	4 D 22	7 D 22
TORSI	2D13	2D13
SENGKANG	D13 – 100	D13 – 120
SELIMUT	40 mm	40 mm
MUTU BETON	40 MPa	

DETAIL PENULANGAN BALOK  
SKALA 1: 60



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

Detail Shearwall  
SW2 , SW3 Dan SW4

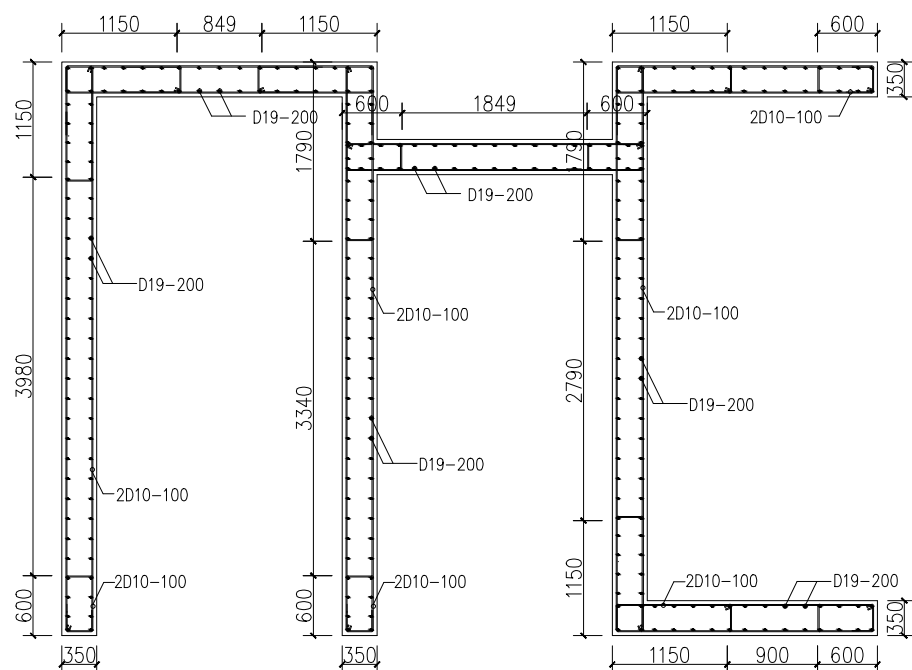
SKALA	KODE GAMBAR
-------	-------------

1 : 75	STR
--------	-----

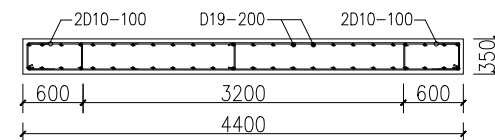
NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
------------	-------------

29	42
----	----

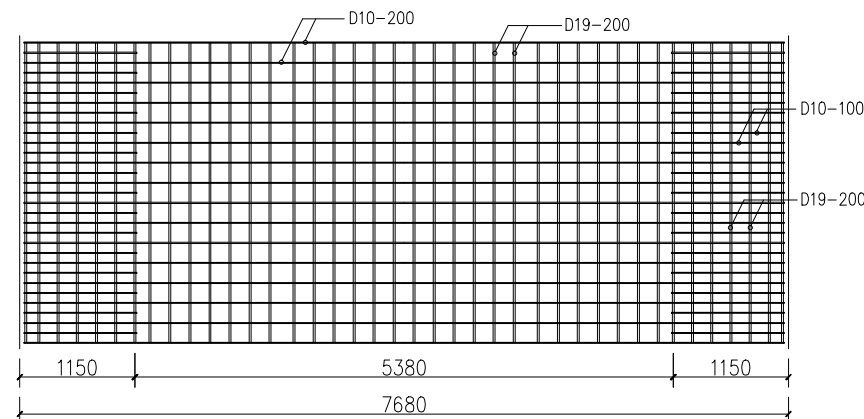
REVISI	DISETUJUI
--------	-----------



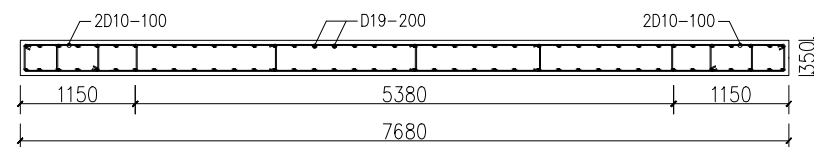
DETAIL SW2  
SKALA 1: 75



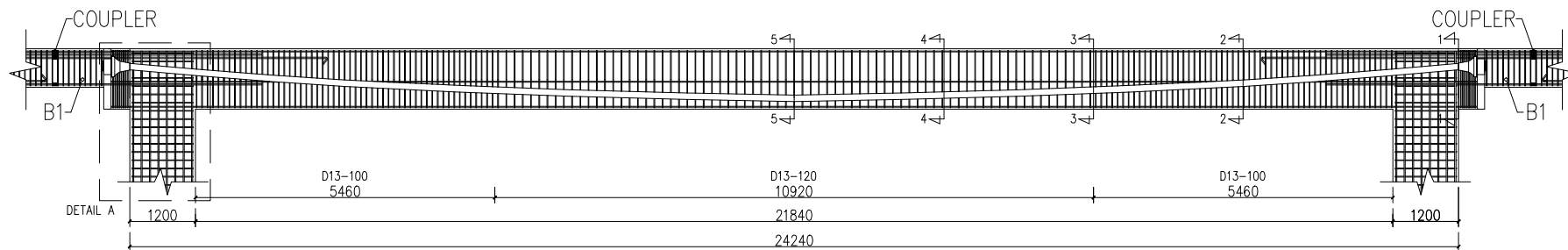
DETAIL SW3  
SKALA 1: 75



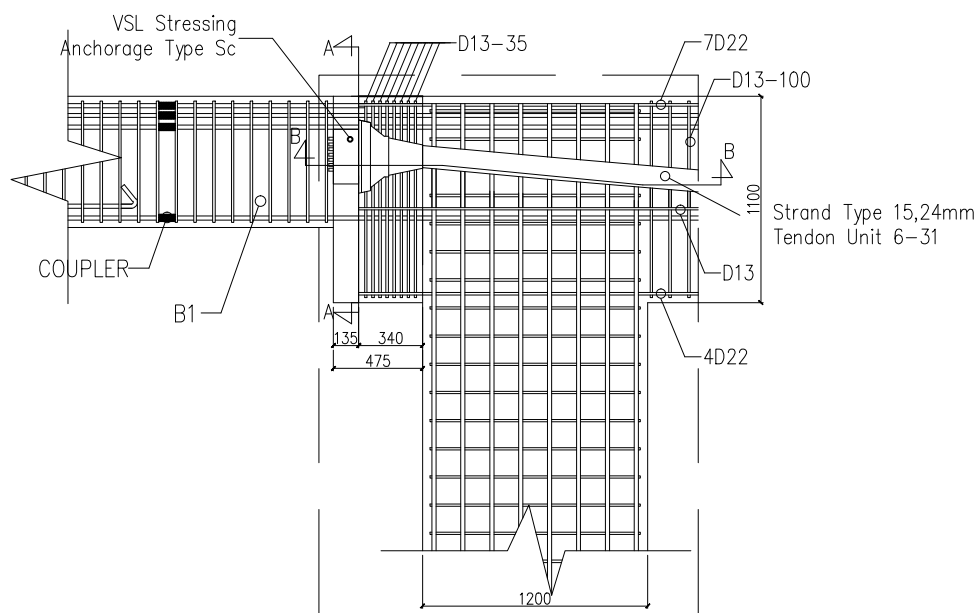
POTONGAN SW4  
SKALA 1: 75



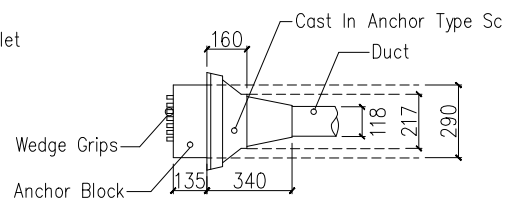
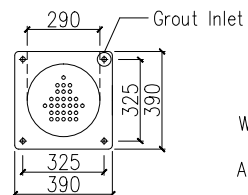
DETAIL SW4  
SKALA 1: 75



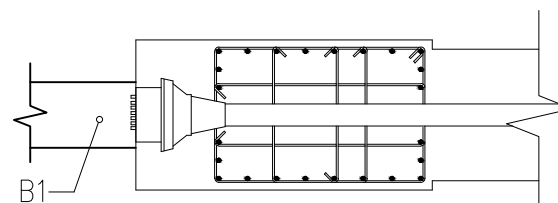
DETAIL PENULANGAN BALOK PRATEGANG AS B-E-9  
SKALA 1: 120



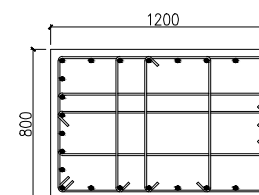
DETAIL A  
SKALA 1: 40



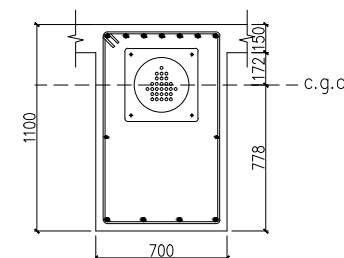
DETAIL ANGKUR VSL STRESSING TYPE SC (Strand Type 15,2mm, Tendon Unit 6-31)  
SKALA 1: 30



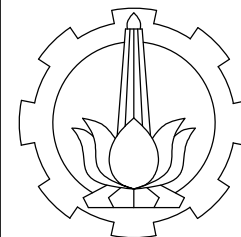
POTONGAN B-B  
SKALA 1: 40



PENAMPANG KOLOM  
SKALA 1: 40



POTONGAN A-A  
SKALA 1: 40



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

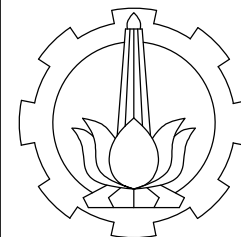
Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

## Detail Balok Prategang

SKALA	KODE GAMBAR
1 : 30 1 : 40 1 : 120	STR
NO. GAMBAR	JML. GAMBAR
30	42
REVISI	DISETUJUI





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

Denah Pelat Lt. 5

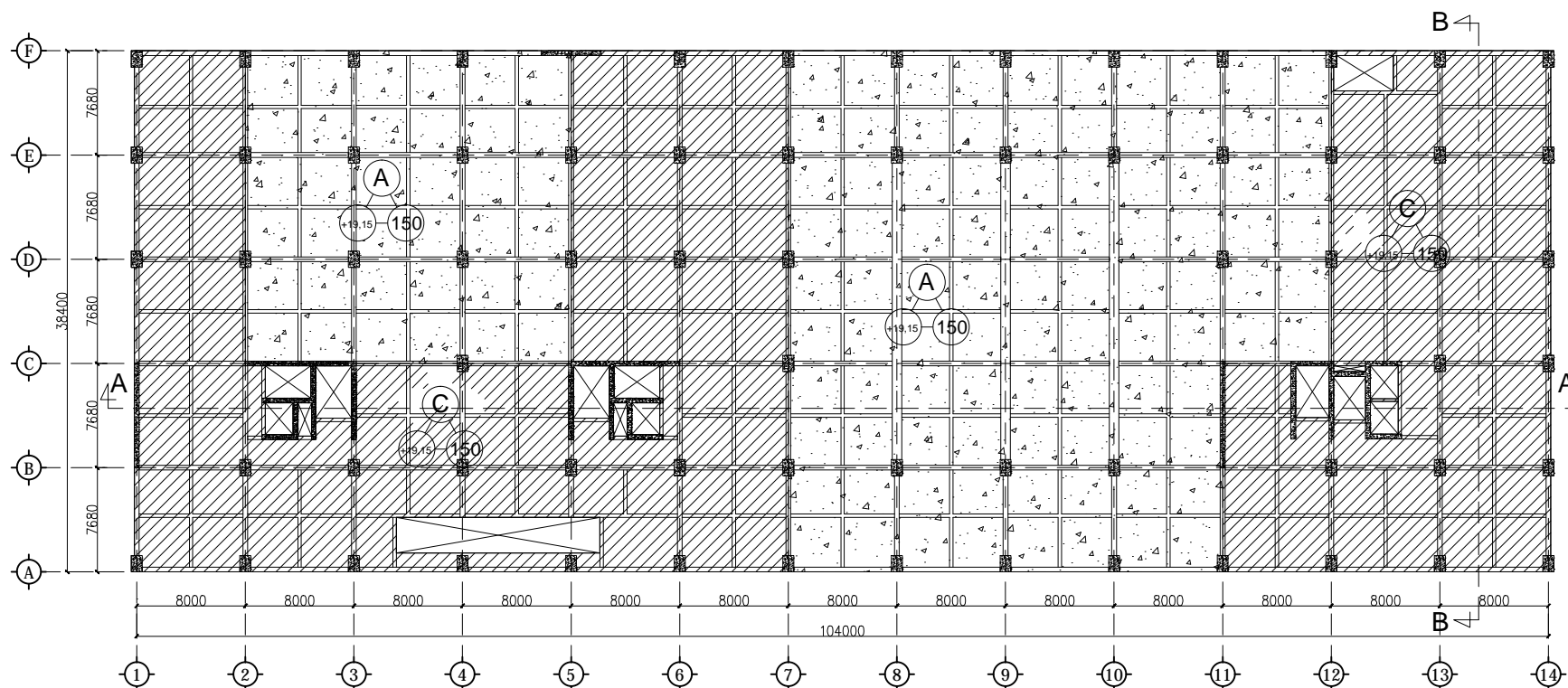
SKALA KODE GAMBAR

1 : 500 STR

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

38 42

REVISI DISETUJUI



DENAH PELAT LT. 5 (ELV. +19,15m)  
SKALA 1 : 500

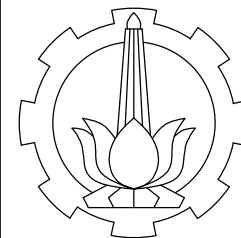
### CATATAN :

- » . Dimensi dan keterangan gambar memakai satuan Milimeter
- » . Keterangan elevasi memakai satuan meter
- » . Mutu Beton dipakai  $f_c' = 30$  MPa.
- » . Mutu Baja Besi Ulir dipakai – BJTD ( > D8 ) ;  $f_y = 400$  MPa.

Elevasi Ketinggian Tipe Plat Lantai  
Plat Lantai C  
Tebal Plat Lantai 120

### KETERANGAN

Pelat Lantai	A	150	30 MPa
	B	150	
	C	150	
	D	120	



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

Denah Pelat  
Lt. 6 s/d Lt. Atap

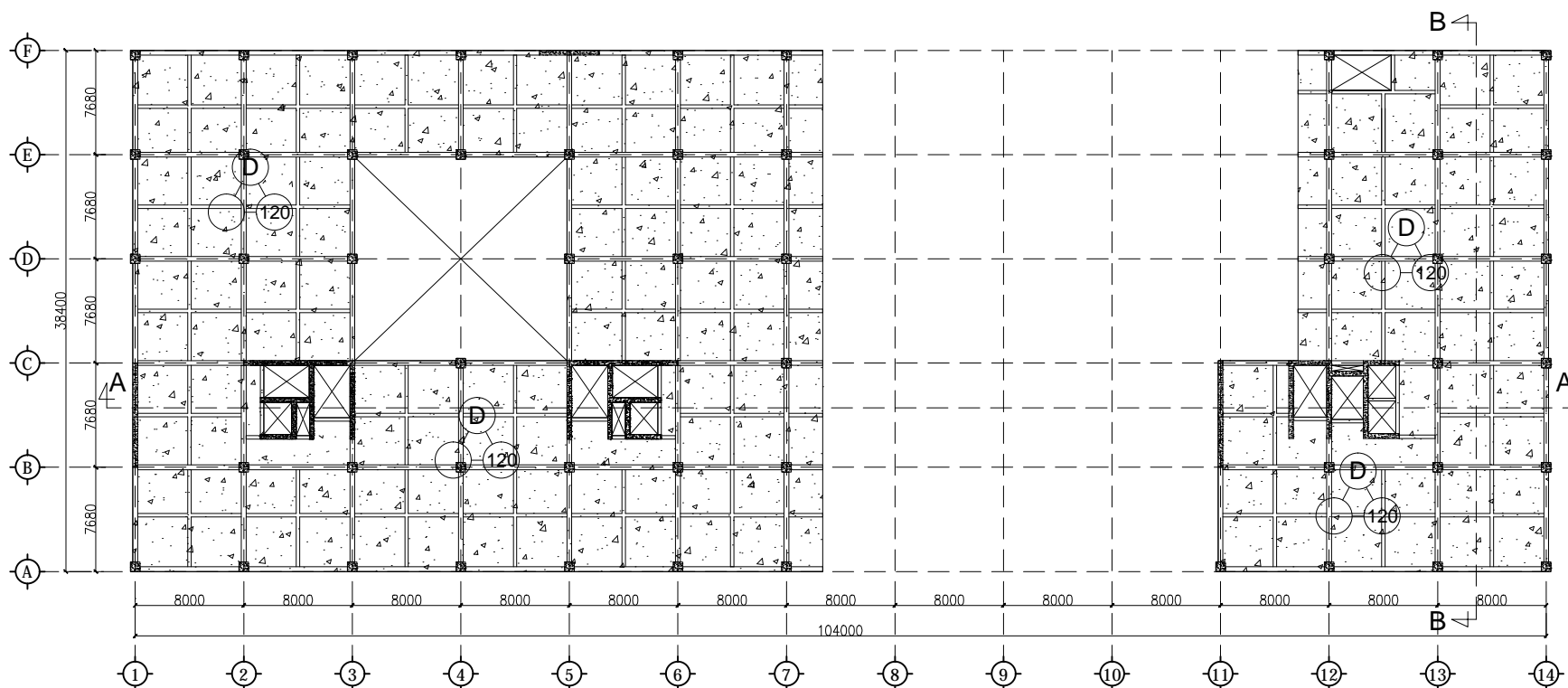
SKALA KODE GAMBAR

1 : 500 STR

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

39 42

REVISI DISETUJUI



DENAH PELAT LT. 6 s/d LT. ATAP (ELV. +24,15m s/d ELV. +75,15m)  
SKALA 1 : 500

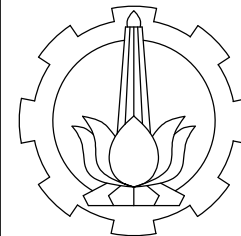
### CATATAN :

- » . Dimensi dan keterangan gambar memakai satuan Milimeter
- » . Keterangan elevasi memakai satuan meter
- » . Mutu Beton dipakai  $f_c' = 30$  MPa.
- » . Mutu Baja Besi Ulir dipakai – BJTD (  $> D8$  ) ;  $f_y = 400$  MPa.

Elevasi Ketinggian Tipe Plat Lantai  
Plat Lantai D  
120 Tebal Plat Lantai

### KETERANGAN

Pelat Lantai	A	150	30 MPa
	B	150	
	C	150	
	D	120	



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

## JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG MY  
TOWER SURABAYA  
MENGUNAKAN SISTEM  
GANDA DAN BALOK  
PRATEGANG PADA LANTAI 5

## DOSEN PEMBIMBING 1

Prof. Tavo, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

## DOSEN PEMBIMBING 2

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

## NAMA MAHASISWA

Dafid Purnama Wijaya  
NRP. 3114105032

## JUDUL GAMBAR

Detail Pelat Lantai  
Tipe A Dan Tipe B

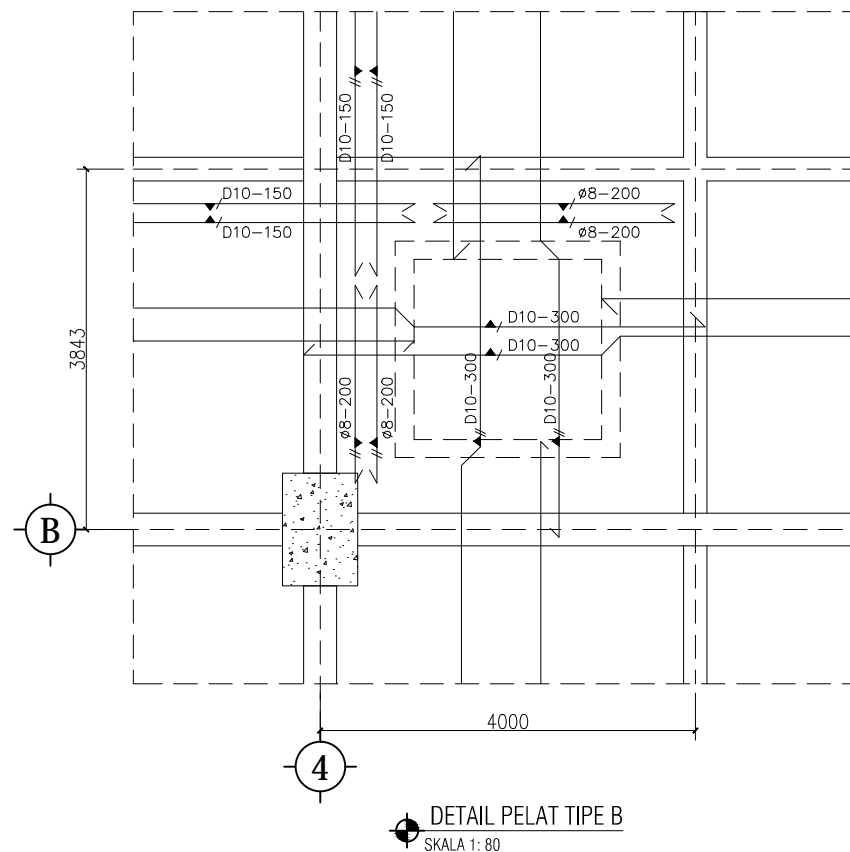
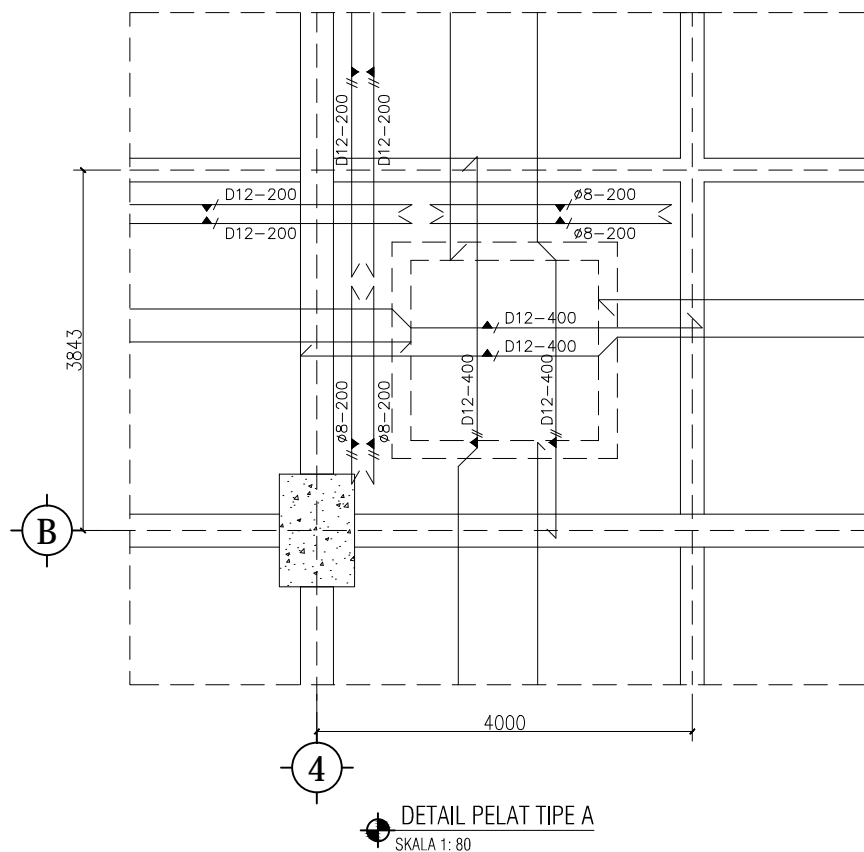
SKALA KODE GAMBAR

1 : 80 STR

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

41 42

REVISI DISETUJUI



### KETERANGAN

Kode	Tebal (mm)	Tulangan		
		Arah X	Arah Y	Susut
A	150	D12-200	D12-200	ø8-200
B	150	D10-150	D10-150	ø8-200
C	150	D10-200	D10-200	ø8-200
D	120	D10-200	D10-200	ø8-200
Mutu Beton = 30 MPa				

# BORING LOG

Proyek	• APARTMENT MY TOWER	Titik Bor	= B1	Master Bor	SUMARDI	Catatan
Lokasi	• JLN. RAYA RUNGKUT	Kedalaman	= 40 m			UD = Undisturb Sample
	INDUSTRI NO. 04, SBY.	Evelasi	= ± 0.00 M URA TANAH			
Pemberi Order	• PT. GALAXI WAHYU	Muka Air Tanah	= 110 cm			Halaman ke
	KENCANA	Tanggal	= 28-Mar-14			1

Kedalaman (m)	Tinggi (m)	Jenis Tanah	UD	SPT TEST		Standard Penetration Test	
			Kedalaman (m)	Kedalaman (m)		N-SPT	Grafik N
0.00							0 10 20 30 40 50
1.00							
2.00							
3.00		LEMPUNG ABU-ABU GELAP		-2.00	SPT 01	2	
4.00				-2.45			
5.00		LEMPUNG LUNAK ABU-ABU GELAP	5	-4.00	SPT 02	1	
6.00				-4.45			
7.00		LEMPUNG LUNAK KEPASIRAN		-6.00	SPT 03	1	
8.00				-6.45			
9.00		LEMPUNG LUNAK KELANAUAN	9.4	-8.00	SPT 04	2	
10.00				-8.45			
11.00				-10.00	SPT 05	4	
12.00		LEMPUNG KELANAUAN ABU-ABU KEHILAUAN		-10.45			
13.00				-12.00	SPT 06	5	
14.00				-12.45			
15.00		LEMPUNG KELANAUAN COKLAT KEKUNINGAN		-14.00	SPT 07	9	
16.00				-14.45			
17.00		LEMPUNG ABU - ABU KEKUNINGAN		-16.00	SPT 08	9	
18.00				-16.45			
19.00		LANAU KELEMPUNGAN ABU-ABU GELAP		-18.00	SPT 09	37	
20.00				-18.45			
				-20.00	SPT 10	14	
				-20.45			

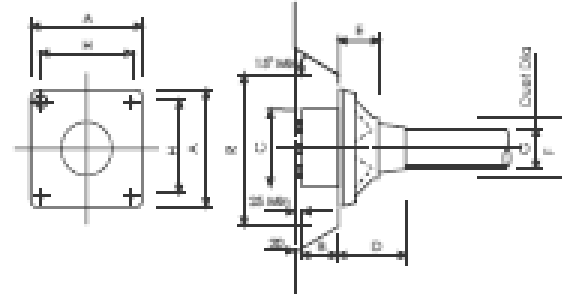
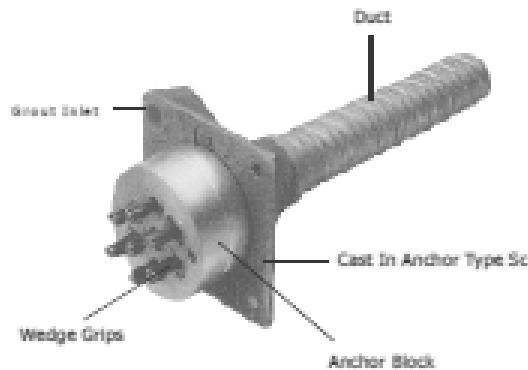


## Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm²)	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2,50	3,75	72,60
		A3				3,00	4,50	70,75
		B				3,50	6,30	67,50
		C				4,00	8,00	65,40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3,50	5,25	93,10
		A2				4,20	6,30	89,50
		B				5,00	9,00	86,40
		C				6,00	12,00	85,00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5,50	8,25	121,10
		A3				6,50	9,75	117,60
		B				7,50	13,50	114,40
		C				9,00	18,00	111,50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7,50	11,25	149,50
		A2				8,50	12,75	145,80
		A3				10,00	15,00	143,80
		B				11,00	19,80	139,10
		C				12,50	25,00	134,90
500	90	A1	1,159	290	6 - 16	10,50	15,75	185,30
		A2				12,50	18,75	181,70
		A3				14,00	21,00	178,20
		B				15,00	27,00	174,90
		C				17,00	34,00	169,00
600	100	A1	1,571	393	6 - 16	17,00	25,50	252,70
		A2				19,00	28,50	249,00
		A3				22,00	33,00	243,20
		B				25,00	45,00	238,30
		C				29,00	58,00	229,50
800	120	A1	2,564	641	6 - 24	40,00	60,00	412,00
		A2				45,00	67,50	408,20
		A3				49,00	73,50	400,70
		B				55,00	99,00	385,20
		C				65,00	117,00	373,10
1000	140	A1	3,782	946	6 - 24	75,00	112,50	614,40
		A2				81,00	121,50	606,40
		A3				95,00	142,50	589,30
		B				105,00	189,00	571,20
		C				120,00	216,00	555,70
1200	150	A1	4,948	1,237	6 - 24	120,00	180,00	759,10
		A2				134,00	201,00	791,10
		A3				156,00	234,00	768,00
		B				170,00	306,00	736,70
		C				200,00	360,00	718,20

# STRESSING ANCHORAGE

## VSL Stressing Anchorage Type Sc



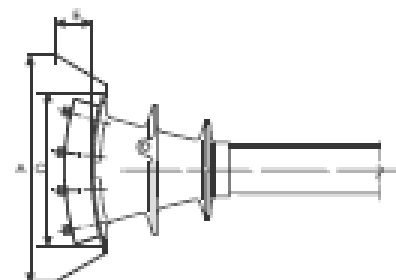
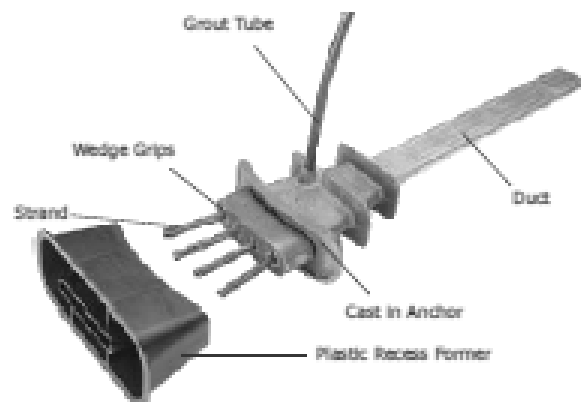
Tendon Unit		Dimension (mm)							
STANDARD TYPE 12.7mm	5-7	165	55	110	100	60	85	51	125
	5-12	215	60	150	160	85	120	63	150
	5-19	265	75	180	210	110	145	84	200
	5-22	290	77	190	215	140	153	90	230
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250
	5-31	315	92	230	250	160	176	105	250
STANDARD TYPE 20.3mm	6-7	215	60	160	160	85	120	69	150
	6-12	265	75	180	210	110	145	84	200
	6-19	315	95	220	250	160	175	96	250
	6-22	315	100	230	250	160	175	105	250
	6-27	370	120	250	320	160	200	115	305
	6-31	390	135	290	340	160	217	118	325

Dimensions in mm.

Dimensions are valid for :

Nominal concrete strength : 20 MPa (cube), 23 MPa (cylinder), at the time of stressing, for a maximum stressing force of 80% of tendon breaking load.

## VSL Stressing Anchorage Type S

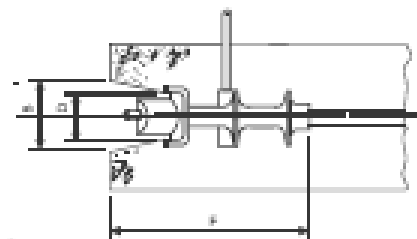


Tendon Unit		Dimension (mm)					
12.7mm	5-4	265	100	225	70	90	305
	5-5	305	100	265	84	90	315
15.2mm	6-4	265	100	225	70	90	305
	6-5	305	100	265	70	90	328

Dimensions in mm.

Dimensions are valid for :

Nominal concrete strength : 20 MPa (cube), 16 MPa (cylinder), at the time of stressing, for a maximum stressing force of 80% of tendon breaking load.



## **BAB X**

### **PENUTUP**

#### **10.1. Kesimpulan**

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini dapat ditarik beberapa kesimpulan diantaranya sebagai berikut :

1. Kemampuan struktur utama gedung *My Tower* Surabaya yang terdiri dari Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Dinding Struktural (DS), mampu secara proposional menahan beban dasar geser nominal (lateral) sesuai dengan syarat *Dual System* dimana struktur SRPM sekurang-kurangnya memikul 25% beban lateral.
  - Untuk arah X, beban lateral mampu dipikul oleh struktur SRPM sebesar 25,09% dan struktur DS sebesar 74,91%.
  - Untuk arah Y, beban lateral mampu dipikul oleh struktur SRPM sebesar 28,55% dan Struktur DS sebesar 71,45%.
2. Berdasarkan tabel 6.9 dan 6.10 maka simpangan antar lantai hasil analisa struktur pada arah X dan arah Y sudah memenuhi persyaratan kontrol kinerja batas layan struktur akibat beban gempa yang disyaratkan pada SNI 1726-2012.
3. Dari hasil modifikasi perancangan struktur gedung *My Tower* Surabaya didapatkan data-data perencanaan sebagai berikut :  
Struktur Sekunder
  - Balok anak BA1 = 25/50 cm
  - Balok bordes = 15/30 cm
  - Dimensi Balok Bordes = 15/30 cm
  - Dimensi Balok Lift = 20/40 cm dan 25/50 cm
  - Pelat lantai area parkir tebal = 15 cm
  - Pelat lantai area apartemen = 12 cm

### Struktur Primer

Dimensi Balok Induk	= 35/70 cm (B1)
	= 25/50 cm (B2)
Dimensi Kolom	= $80 \times 120$ cm
Tebal Shearwall	= 35 cm (SW1A, SW1B, SW2)
	= 35 cm (SW3, SW4)
Tiang Pancang	= Dia 60 cm, H=36 m dan 30 m

4. Gaya prategang yang dibutuhkan pada struktur utama Balok Prategang sepanjang 21,84 meter dengan dimensi 70 cm / 110 cm adalah 5.116,45 kN dengan kehilangan gaya prategang yang didapat sebesar 27,16%.

### 10.2. Saran

1. Perencanaan struktur balok prategang yang menggunakan metode pengecoran *cast in situ* yang terletak pada ketinggian perlu memikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaannya nanti dapat berjalan dengan baik dan sesuai .
2. Pada perencanaan pondasi, perlu diperhatikan dimensi ukuran pile cap yang didapatkan pada setiap titik kolom maupun dinding geser. Bila jarak antara masing-masing pile cap saling berdekatan, sebaiknya direncanakan sebagai full slab agar memudahkan pengerjaan di lapangan.
3. Perlu memperhatikan hasil data tanah yang diperoleh dari lokasi pembangunan agar perencanaan pemilihan jenis pondasi, kedalaman serta jumlah yang dibutuhkan dapat sesuai dengan kapasitas daya dukung serta efisien dalam segi biaya.

## DAFTAR PUSTAKA

- American Concrete Institute. **ACI 325.7R-88 “Recommendations for Designing Prestressed Concrete Pavements”**. USA : American Concrete Institute.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **SNI 03-1727-2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional
- Budiadi, Andri, 2008. **Desain Praktis Beton Prategang**. Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983**. Bandung : Yayasan Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung
- Lin,T.Y dan Burns, H. 1988. **Desain Struktur Beton Prategang**. Diterjemahkan oleh Ir. Daniel Indrawan M. C. E. Jakarta : Erlangga.
- Panitia Pembaharuan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971. 1977. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I – 2**. Bandung : OFFSET LPMB
- Purwono, Rachmat. 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press.

- Suryadi, Tri. 2009. **Pengaruh Pemodelan Kolom Terhadap Balok Beton Prategang Tiga Bentang Non-Simetris**. Tangerang : UPH Tower
- Tavio dan Kusuma, Benny. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press
- Wikana, Iwan dan Widayat Yohanes. 2007. **Tinjauan Kuat Lentur Balok Beton Bertulang Dengan Lapisan Mutu Beton Yang Berbeda**. Yogyakarta.
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya

## BIODATA PENULIS



Penulis lahir pada tanggal 14 Juli tahun 1992 dan merupakan anak ketiga dari empat bersaudara. Pemilik nama lengkap Dafid Purnama Wijaya ini, merupakan lulusan dari SDN Purwotengah 2 Mojokerto, juga pernah bersekolah di SMP Negeri 2 Mojokerto, dan SMA Negeri 1 Puri Mojokerto. Pendidikan selanjutnya ditempuh penulis di Jurusan D3 Teknik Sipil ITS Surabaya pada tahun 2011. Dan pada tahun 2014 gasal, penulis melanjutkan studi Lintas Jalur S1 Teknik Sipil ITS Surabaya dan terdaftar dengan NRP 3114105032. Penulis adalah mahasiswa bidang studi struktur dengan gelar Sarjana Teknik yang diperolehnya pada tahun 2016 dengan judul Tugas Akhir “*Desain Modifikasi Struktur Gedung My Tower Surabaya Menggunakan Sistem Ganda dan Beton Prategang pada Lantai 5*”.

Contact Person :

Email : [dafid.purnama@gmail.com](mailto:dafid.purnama@gmail.com)